6º Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa

Cabo Verde, 10 a 13 de Novembro de 2003



Edição:
João Paulo Lobo Ferreira
António Bento Franco
Rui Silva
Oscar Netto
Álvaro Carmo Vaz
António Carmona Rodrigues
Luís Veiga da Cunha
Teresa Leitão

COMUNICAÇÕES - Volume 2



ÍNDICE

VOLUME 1

A CRISE MUNDIAL DA ÁGUA E O PAPEL DA COOPERAÇÃO ENTRE OS PAÍSES DE LÍNGUA OFICIAL PORTUGUESA NA SUA RESOLUÇÃO - *Mário Lino CORREIA* 3

A ÁGUA – FONTE DE COOPERAÇÃO E DE CONFLITOS - *Carlos MATIAS RAMOS* 19

A NECESSIDADE ACRESCIDA DE UM USO EFICIENTE DA ÁGUA EM REGIÕES SECAS *Mário Valente NEVES, Ana Augusta NEVES* 33

SUSTENTABILIDADE HÍDRICA EM CABO VERDE - *Helena SIMÃO DIAS, Paulo ROCHA DIAS, Benvindo JOSÉ SOUSA, Hermes ALMEIDA DUARTE* 45

BREVE RETROSPECTIVA SOBRE A GESTÃO DA ÁGUA EM MOÇAMBIQUE - Álvaro CARMO VAZ 61

RECURSOS HÍDRICOS: DISCURSOS E POLÍTICAS NAS ÚLTIMAS TRÊS DÉCADAS EM PORTUGAL *Nuno CARVALHO* 79

INSTRUMENTOS DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS versus INSTRUMENTOS DE ORDENAMENTO DO TERRITÓRIO: que articulação? - *Luísa D. PINHO, Sandra M. VALENTE, Celeste A. COELHO, Teresa M. CARVALHO* 95

ASPECTOS IMPORTANTES DOS MERCADOS ATÉ AO PRODUTO FINAL; A ÁGUA *Rui M. Estanco JUNQUEIRA LOPES* 111

A IMPORTÂNCIA DA GESTÃO DA ÁGUA EM ÁREAS DE AGRICULTURA COMPLEMENTAR E DE SUBSISTÊNCIA - *Sandra M. VALENTE, Celeste A. COELHO, Luísa D. PINHO, Teresa M. CARVALHO, António D. FERREIRA* 123

ESTIMATIVA DE CARGAS DIFUSAS COM ORIGEM AGRÍCOLA NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DEGEBE - *Paulo A. DIOGO, Pedro S. COELHO, Manuel C. ALMEIDA, Nelson S. MATEUS, António C. RODRIGUES* 137

POLUIÇÃO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS: PRINCIPAIS PROBLEMAS,PROCESSOS DE PREVENÇÃO E DE REABILITAÇÃO - *Teresa E. LEITÃO, J.P. LOBO FERREIRA, Manuel M. OLIVEIRA, Maria João MOINANTE* 149

AS ESTRATÉGIAS DE COMBATE À POLUIÇÃO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS À LUZ DA DIRECTIVA QUADRO DA ÁGUA - *Luís RIBEIRO* 167

ORIGENS DAS MINERALIZAÇÕES DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS EM TERRENOS GRANÍTICOS *Alberto S. LIMA, Manuel O. SILVA* 177

A COMPONENTE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS DO PROJECTO DE COOPERAÇÃO EU-ÍNDIA "MEASURING, MONITORING AND MANAGING SUSTAINABILITY: THE COASTAL DIMENSION" *João Paulo LOBO FERREIRA, A.G. CHACHADI, Manuel M. OLIVEIRA, Teresa Eira LEITÃO,* Catarina DIAMANTINO, Maria João MOINANTE, Maria da Conceição CUNHA, Bas KRIJGSMAN, Kai NAGEL, Tom FESEKER 193

PLANEAMENTO E GESTÃO DE SISTEMAS AQUÍFEROS: UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DO RECOZIMENTO SIMULADO - *Teresa FRAGOSO, Maria da Conceição CUNHA, J. P. LOBO-FERREIRA* 207

CHEIAS REPENTINAS. MITIGAÇÃO DE IMPACTES. - *Maria João SANTOS, Emídio Gil SANTOS, Maria Manuela PORTELA* 221

CONTRIBUTOS DA OIKOS – ASSOCIAÇÃO DE DEFESA DO AMBIENTE E DO PATRIMÓNIO DA REGIÃO DE LEIRIA NA RECUPERAÇÃO, PRESERVAÇÃO E GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS REGIONAIS. - *Mário Acácio B. M. Correia de OLIVEIRA* 239

VOLUME 2

MODELAÇÃO CONCEPTUAL DO PROCESSO DE FORMAÇÃO DO ESCOAMENTO
SUPERFICIAL - *Alexandra TOMAZ, João R. HIPÓLITO, Carlos A. PACHECO* *253*

GERAÇÃO DE SÉRIES SINTÉTICAS DE ESCOAMENTOS DIÁRIOS - *José Júlio ARSÉNIO , Emídio Gil SANTOS*..... *271*

GERAÇÃO DE SÉRIES SINTÉTICAS DE PRECIPITAÇÃO
EM CABO VERDE - *Angela M. P. Barreto da Veiga MORENO, Emídio Gil SANTOS, Luís Santos PEREIRA* *285*

O ÍNDICE DE PALMER E O ÍNDICE NORMALIZADO DE PRECIPITAÇÃO
NA IDENTIFICAÇÃO DE PERÍODOS SECOS - A.A. PAULO; L.S. PEREIRA, E. FERREIRA 293

MODELAÇÃO DE CHEIAS EM TIMOR LESTE - Aplicação de Sistemas de Informação Geográfica
Mónica *C. CALÇADA, Maria M. PORTELA, João MATOS* *309*

CAUDAIS INSTANTÂNEOS MÁXIMOS ANUAIS EM PORTUGAL CONTINENTAL. PROPOSTA
DE REGIONALIZAÇÃO - *Ana Teresa DIAS, Maria M. PORTELA*..... *327*

DETERMINAÇÃO DE CAUDAIS DE CHEIA EM PEQUENAS BACIAS HIDROGRÁFICAS
Maria Gabriela Santana Fialho Acabado..... *345*

DELIMITAÇÃO DE ÁREAS INUNDÁVEIS EM SITUAÇÕES DE CHEIA NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES
Manuel TEIXEIRA ALMEIDA, Nelson SERRAZINA MATEUS, Pedro SANTOS COELHO,
Paulo ALEXANDRE DIOGO, António CARMONA RODRIGUES 361

A PRECIPITAÇÃO E A OROGRAFIA COMO FACTORES DE EROSÃO NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES
Nelson SERRAZINA MATEUS, Manuel TEIXEIRA ALMEIDA, Pedro.SANTOS COELHO, Paulo ALEXANDRE DIOGO
António CARMONA RODRIGUES..... *369*

EROSÕES LOCALIZADAS JUNTO DE ENCONTROS DE COMPRIMENTO INTERMÉDIO E LONGOS
Scour at intermediate and long abutments - *Cristina M. S. FAEL, António H. CARDOSO*..... *383*

QUANTIFICAÇÃO E SIMULAÇÃO DA EROSÃO HÍDRICA EM SOLOS VULCÂNICOS. RELAÇÃO COM O
USO DO SOLO - *José C. FONTES, Luís S. PEREIRA*..... *399*

ESTIMATIVA DO VOLUME DE SEDIMENTOS POR EQUAÇÕES PROPOSTAS
(GARDE; RAJU, 1985) DEFRONTE COM VALORES MENSURADOS NUMA ESTAÇÃO DE MEDIÇÃO –
- RIO ATIBAIA/SP/BRASIL - SIVIERO, Maria Rejane Lourençoni; COIADO, Evaldo Miranda 413

O APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DAS QUEDAS DO BINGA NO KWANZA SUL.
António Bento FRANCO, Henrique Pires de ALMEIDA, Heleno DUARTE *421*

ANÁLISE ESTATÍSTICA DAS SÉRIES TEMPORAIS DE PARÂMETROS DE QUALIDADE DA
ÁGUA DA ALBUFEIRA DE CASTELO DE BODE - João NASCIMENTO, Luís RIBEIRO, Maria João BENOLIEL..... 433

SIMULAÇÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA DURANTE O ENCHIMENTO DA ALBUFEIRA DE ALQUEVA
Paulo A. DIOGO, Pedro S. COELHO, Manuel C. ALMEIDA, Nelson S. MATEUS, António C. RODRIGUES *445*

O REGADIO DE RIBEIRA SECA, ILHA DE SANTIAGO, CABO VERDE. PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO
Ângela MORENO, Luis S. PEREIRA, Emídio G. SANTOS..... *457*

COMPORTAMENTO HIDRODINÂMICO DE AQUÍFEROS FISSURADOS E SUA IMPORTÂNCIA
PARA A GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS SUBTERRÂNEOS - *Alberto S. LIMA, Manuel O. SILVA,*
Ana Carla V. OLIVEIRA *473*

ANÁLISE DOS EFEITOS DO INCREMENTO DA RECARGA NA GESTÃO DE AQUÍFEROS COSTEIROS
Júlio F. FERREIRA da SILVA, Naim HAIE, José M. Pereira Vieira..... *489*

AVALIAÇÃO DA RECARGA DO SISTEMA AQUÍFERO DOS GABROS DE BEJA
SEGUNDO CRITÉRIOS MÚLTIPLOS – DISPONIBILIDADES HÍDRICAS E IMPLICAÇÕES AGRO-AMBIENTAIS
Eduardo A. PARALTA, Manuel M. OLIVEIRA, Maciek W. LUBCZYNSKI, Luís F. RIBEIRO..... *501*

MODELIZAÇÃO HIDRODINÂMICA DA BAÍA DE MAPUTO - *S.J.V CANHANGA, J.M. DIAS* *517*

DINÂMICA LITORAL E PROTECÇÃO COSTEIRA. UM CASO DE ESTUDO - *José S. ANTUNES DO CARMO* *533*

A REGULAMENTAÇÃO E A NORMALIZAÇÃO TÉCNICAS NO DOMÍNIO DA DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA E
DA DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS COMO FACTORES DE SUSTENTABILIDADE - *Helena ALEGRE,*
Rafaela MATOS..... *545*

APLICABILIDADE DE MODELOS MATEMÁTICOS EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.
Simulação do Sistema de Abastecimento de Água à Cidade de Bragança - *Maria C. B. F. DIAS,*
Lisa A. B. F. DIAS *559*

HORIZONTE DE PROJECTO PARA DIMENSIONAMENTO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA,
Dipac Ramniclal MAGANLAL, Bento MUALOJA..... *575*

H-*Net*CAD: PROJECTO, SIMULAÇÃO E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE SISTEMAS DE

ABASTECIMENTO DE ÁGUA - *José Alfeu A. SÁ MARQUES,Francisco J. A. CARDOSO, Joaquim J. O. SOUSA, Francisco F. FRANCISCO* *583*

R-*Net*CAD: UMA FERRAMENTA DE *CAE* PARA SISTEMAS URBANOS DE DRENAGEM - *José Alfeu A. SÁ MARQUES, Francisco J. A. CARDOSO, Joaquim J. O. SOUSA, Francisco F. FRANCISCO* *597*

MODELAÇÃO COMPUTACIONAL DE ESCOAMENTOS RÁPIDOS EM CANAIS COM TRANSIÇÕES LINEARES – -VALIDAÇÃO COM RESULTADOS CLÁSSICOS E EXPERIMENTAIS - *Paulo Lopes GAMEIRO, António BENTO FRANCO, António BETÂMIO DE ALMEIDA* *611*

VOLUME 3

GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS – A EXPERIÊNCIA DE CABO VERDE- Rui SILVA *627*

A GESTÃO INTEGRADA DE AGUAS SUBTERRÂNEAS E AGUAS SUPERFICIAIS *Argentino d'Oliveira da Costa VANGENTE* *643*

A GESTÃO DO RISCO EM SISTEMAS HÍDRICOS - Conceitos e metodologias aplicadas a vales com barragens *António BETÂMIO DE ALMEIDA* *647*

A ESCASSEZ E O VALOR DA ÁGUA (ORIGENS SUBTERRÂNEAS) - PISTAS PARA REFLEXÃO *Fernanda Pereira DIAS* *663*

UMA ABORDAGEM SOBRE A PESQUISA CIENTÍFICA EM RECURSOS HÍDRICOS NO NORDESTE BRASILEIRO *Maurício Pontes MONTEIRO e Oscar de Moraes CORDEIRO NETTO* *671*

FORMAS DE SUPERAÇÃO DO EFEITO DAS SECAS NA REGIÃO SEMI-ÁRIDA DO NORDESTE BRASILEIRO *José Almir CIRILO , Suzana Maria Gico Lima MONTENEGRO ,Abelardo Antônio de Assunção MONTENEGRO* *683*

PROBLEMAS DE RECURSOS HÍDRICOS EM ILHAS - EXEMPLO DA ILHA DE SANTIAGO CASO DA BACIA HIDROGRÁFICA DA RIBEIRA GRANDE DA CIDADE VELHA CASO DA BACIA HIDROGRÁFICA DA RIBEIRA SECA - *Alberto da Mota GOMES, António Filipe Lobo de PINA* *697*

WATER RESOURCES MANAGEMENT IN TARRAFAL (SANTIAGO ISLAND, CAPE VERDE)- FUTURE ISSUES *Marize GOMINHO* *717*

PLANO REGIONAL DE ÁGUA DA MADEIRA.SÍNTESE DO DIAGNÓSTICO E DOS OBJECTIVOS *J. Alberto Pimenta de FRANÇA, António Betâmio de ALMEIDA* *751*

PLANO DE ORDENAMENTO DE BACIA HIDROGRÁFICA DE LAGOA - Uma especificidade da Região Autónoma dos Açores - João PORTEIRO, Helena CALADO 761

GESTÃO DA ALBUFEIRA DE CAHORA BASSA INTEGRADA NO SISTEMA DE ALBUFEIRAS EXISTENTES NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO ZAMBEZE - *Nuno Miguel de A. HENRIQUES, Emídio Gil SANTOS* *773*

METODOLOGIA PARA A DEFINIÇÃO DA CAPACIDADE DE ARMAZENAMENTO PARA UMA ALBUFEIRA COM FUNÇÃO DE RESERVA DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO *Francisco Oliveira PIQUEIRO, José TENTÚGAL VALENTE, Maria Teresa TOMÁS* *783*

DISPONIBILIDADE HÍDRICA SUPERFICIAL, DEMANDAS E USOS DA ÁGUA NA BACIA DO RIO IBICUÍ *João Batista Dias de PAIVA, Eloiza Maria Cauduro Dias de PAIVA, Maria do Carmo Cauduro GASTALDINI e Robin Thomas CLARKE* *793*

CONHECIMENTO DA COBERTURA VEGETAL DE UMA MICROBACIA HIDROGRÁFICA PARA PRESERVAÇÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS - *Teresinha Maria de ANDRADE, Camila P. G. de CASTILHO, José TEIXEIRA FILHO* *805*

ÁGUAS SUBTERRÂNEAS EM CABO VERDE - QUALIDADE DA ÁGUA NA ILHA DE SANTIAGO A. M. HEITOR, A.P. PINA *819*

ZONAS DE PROTECÇÃO DE AQUÍFEROS O CASO DA FORMAÇÃO "KARST" DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA António S. NEVES, José V. COSTA, José V. SOCORRO, Luiz F. NETO *829*

VARIABILIDADE ESPACIAL DOS PARÂMETROS HIDRODINÂMICOS DE UM SOLO ALUVIAL DO NORDESTE DO BRASIL - *Eduardo Soares de SOUZA, Antonio Celso Dantas ANTONINO, Rafael ANGULO-JARAMILLO, André Maciel NETTO, Suzana Maria Gico de Lima MONTENEGRO, Edvane BORGES* *843*

MERCADO DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO NA BACIA DO RIO PRETO NO DISTRITO FEDERAL *Paulo Roberto SOARES JR., Oscar de Moraes CORDEIRO NETTO e Jorge Madeira NOGUEIRA* *855*

DGRH GUINÉ-BISSAU: O MERCADO DE ÁGUA (EM SITUAÇÃO DE ESCASSEZ) *871*

DISSIPAÇÃO DE ENERGIA HIDRÁULICA NA ADUÇÃO A RESERVATÓRIOS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA. Uma possibilidade de aproveitamento - *Nuno COSTA, Maria Teresa TOMÁS, José TENTÚGAL VALENTE* *877*

IMPACTO DA URBANIZAÇÃO NA PRODUÇÃO ANUAL DE CARGAS POLUENTES, COM INCERTEZA
Anísio de Sousa Meneses FILHO, Carlos Eduardo Morelli TUCCI.....*889*

REMOÇÃO DE FÓSFORO TOTAL EM SISTEMA DE ALAGADOS PARA TRATAMENTO DE ÁGUA RESIDUÁRIA
Ariston da Silva MELO JÚNIOR, Carlos Alberto VERTUAN, Camila P. G. de CASTILHO,
José TEIXEIRA FILHO, Denis Miguel ROSTON, Helena Teixeira GODOY *903*

AVALIAÇÃO DE CARGA DE FÓSFORO TOTAL DE ORIGEM RURAL E URBANA PARA
UMA SUB-BACIA DO RIO JAGUARI-S.P.
Maria Teresa Castilho MANSOR, José TEIXEIRA FILHO, Denis Miguel ROSTON.....*919*

MODELO HÍBRIDO PARA REDUÇÃO DE CONSUMO DE ENERGIA ELÉTRICA DAS ESTAÇÕES
ELEVATÓRIAS, GARANTINDO REGRAS OPERACIONAIS OTIMIZADAS
Lubienska Cristina Lucas Jaquiê RIBEIRO· Edevar Luvizotto JUNIOR *929*

IMPACTE DA INTRUSÃO SALINA NA QUALIDADE DA ÁGUA - *A.L. QUERIDO, M. SANTOS*.....*945*

A Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH é uma entidade com 25 anos de dedicação ao estudo, à preservação e ao uso racional dos recursos hídricos. Desde o início de suas atividades a ABRH teve como parceira de primeira hora a APRH – Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, irmanadas no nascimento e nos objetivos. Em primeira instância de atuação conjunta foram realizados os Simpósios Luso-Brasileiros de Recursos Hídricos. Posteriormente esta aliança progrediu, integrando companheiros e instituições dos demais países para abordar a questão da água em todas as nações de língua portuguesa, trabalho este que vem se consolidando e que agora nos traz com grande satisfação a Cabo Verde.

O tema central do evento não poderia ser mais oportuno. A diversidade e importância de assuntos e o intercâmbio de experiências e idéias dos profissionais, marca dos nossos eventos conjuntos, certamente fará deste encontro uma oportunidade importante para darmos a nossa contribuição ao trabalho contínuo de construção de um mundo com águas melhores e com mais justiça social na sua distribuição.

Oscar de Moraes Cordeiro Netto
Presidente da ABRH

Comunicações
Vol. 2

MODELAÇÃO CONCEPTUAL DO PROCESSO DE FORMAÇÃO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Alexandra TOMAZ
Assistente do 2º Triénio, Mestre HRH, Engª Agrícola, Escola Superior Agrária de Beja, Rua Pedro Soares, Apartado 158, 7801-902 Beja, 284314300, atomaz@esab.ipbeja.pt
João R. HIPÓLITO
Professor Associado com Agregação, Engº Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa
Carlos A. PACHECO
Professor Auxiliar, Engº Agrónomo, Instituto Superior de Agronomia, Lisboa

Descreve-se um modelo hidrológico conceptual, agregado e contínuo, de catorze parâmetros com significado físico, que se desenvolveu no âmbito da tese de Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos do primeiro autor.

O modelo designou-se MESUP – *Modelo de simulação do processo de formação do Escoamento SUPerficial*. Simula os processos que ocorrem sobre e na camada superficial do solo, dando origem ao escoamento superficial, através de um conjunto de armazenamentos representados por três reservatórios e pelos balanços entre os fluxos de alimentação e esgotamento destes.

Os armazenamentos considerados são a intercepção, a detenção superficial e a reserva hídrica do solo. A interligação entre estes reservatórios resulta dos fluxos evapotranspiração, infiltração, escoamento sobre a superfície e percolação.

O MESUP foi aplicado em sete pequenos talhões localizados sob eucaliptos (*Eucalyptus globulus* Labill.) plantados com diferentes compassos, num campo experimental situado no Centro – Sul de Portugal Continental.

A calibração do modelo envolveu a optimização automática, a estimativa com base na literatura e a medição *in situ* dos parâmetros, tendo-se optado sempre que possível pela utilização do valor medido *in situ*.

Os resultados obtidos indicam que o MESUP se mostra efectivo na predição contínua dos volumes de escoamento gerados e que apresenta potencialidades para a previsão das respostas hidrológicas em eventos individuais de precipitação.

A estrutura e o domínio de aplicação do modelo possibilitam a adaptação à modelação distribuída de suporte digital, com base em SIG, integrando a variação temporal das respostas hidrológicas resultantes das perdas por intercepção e infiltração e tendo em conta os mecanismos de transferência, abaixo da superfície, entre talhões ou *pixels*.

Palavras-chave: Escoamento superficial, Modelação conceptual, Intercepção, Infiltração, Optimização

1 - INTRODUÇÃO

Devido aos diversos aspectos associados à presença de coberto vegetal e ao uso do solo, o conjunto de mecanismos do ciclo hidrológico que ocorre junto à superfície do solo, intervindo na transformação da precipitação em escoamento, assume especial relevo quando se pretendem quantificar as componentes do balanço hídrico em bacias hidrográficas onde predominem as actividades agrícolas e florestais.

A modelação hidrológica é actualmente uma das alternativas disponíveis para uso na gestão de recursos hídricos, contribuindo para a análise de questões relacionadas com a previsão de caudais, a avaliação dos impactos resultantes de alterações no uso dos solos e o planeamento e projecto de estruturas hidráulicas de reserva e condução.

O papel da modelação hidrológica na predição do escoamento superficial e subsuperficial e sua relação com o transporte de sedimentos e poluentes numa bacia hidrográfica tem vindo a assumir cada vez mais relevo (WAGENET, 1988; GRAYSON *et al*., 1992).

LAMB (1999) considera que um modelo que tenha continuamente em conta o balanço hídrico do solo tem a atractiva característica de representar implicitamente os factores dinâmicos que afectam a produção de escoamento.

Neste contexto e no âmbito da dissertação de mestrado do primeiro autor, desenvolveu-se um modelo hidrológico conceptual, agregado e contínuo, fisicamente baseado, designado MESUP – *Modelo de simulação do processo de formação do Escoamento SUPerficial* (TOMAZ, 2003).

O MESUP simula os processos que ocorrem sobre e na zona superficial do solo, dando origem ao escoamento superficial, em pequenos talhões localizados sob *Eucalyptus globulus* Labill., com base em dados de precipitação e evapotranspiração de referência, de um campo experimental localizado na Herdade da Agolada, em Coruche, Centro - Sul de Portugal Continental.

O MESUP foi estruturado de forma a simular os armazenamentos e fluxos na zona superficial do solo dos talhões, nomeadamente: a intercepção da precipitação pela vegetação e a evaporação da água da chuva interceptada; a infiltração da água e seu armazenamento e movimento no solo, através da evapotranspiração e da percolação; a acumulação de água à superfície do solo, a sua evaporação e o seu deslocamento sobre a superfície do terreno na forma de um lençol de água em movimento.

Consideram-se assim os armazenamentos *intercepção*, *detenção superficial* e *água do solo*, comportando-se como três reservatórios conceptuais para os quais se realizam os balanços hidrológicos.

Para o cálculo da evapotranspiração considera-se esta dividida em três componentes – (i) evaporação da água interceptada, (ii) evaporação da água detida na superfície e (iii) evaporação da água armazenada no solo em conjunto com a transpiração da água consumida pelas plantas – ocorrendo cada uma delas de forma proporcional a uma taxa de referência que vai sendo satisfeita de acordo com as disponibilidades em cada reservatório.

O processo de infiltração é simulado com base no modelo de GREEN e AMPT (1911).

O escoamento superficial é modelado com base na teoria da onda cinemática (LIGHTHILL e WHITHAM, 1955) que resulta da combinação da equação da continuidade com uma equação de resistência ao escoamento.

2 - CARACTERIZAÇÃO DO DOMÍNIO DE APLICAÇÃO DO MODELO

2.1 - Localização e delineamento experimental

O desenvolvimento e aplicação do modelo apoiaram-se na monitorização de variáveis hidrológicas realizada entre Outubro de 1996 e Fevereiro de 2000, em pequenos talhões localizados num povoamento de *Eucalyptus globulus* Labill. plantado em 1993, numa área onde anteriormente se encontrava outra plantação da mesma espécie.

O campo experimental com uma área de 2,6 ha localiza-se na herdade da Agolada, a cerca de 5 km de Coruche, Portugal, com coordenadas geográficas 39º01' N e 8º34' W (Datum Internacional) e uma altitude de aproximadamente 100m.

As árvores encontram-se plantadas com três compassos diferentes: 2x1, 3x3 e 4x4. Para cada compasso construíram-se dois talhões em duas parcelas que se designaram Bloco BI e Bloco BII. Para além dos seis talhões localizados sob eucaliptos construiu-se também um talhão de escoamento numa zona de solo descoberto, junto à estação meteorológica, que se designou Estação, onde se foi desenvolvendo vegetação espontânea (Figura 1).

Os talhões são pequenas parcelas de terreno isoladas, de superfície aproximadamente rectangular, delimitadas por chapas metálicas verticais de 20 cm de altura, enterradas até 5 cm de profundidade, sendo as águas do escoamento conduzidas, por meio de caleiras metálicas de chapa zincada com secção triangular de altura 8 cm (H:V = 1:2), para depósitos enterrados no solo. As caleiras apresentam-se tapadas e com ligeiro declive longitudinal.

Na zona a jusante os talhões apresentam-se impermeáveis, de modo que toda a água que precipita sobre estas áreas é conduzida para as caleiras metálicas sem que haja qualquer infiltração.

No Quadro 1 apresentam-se as características dos talhões de escoamento.

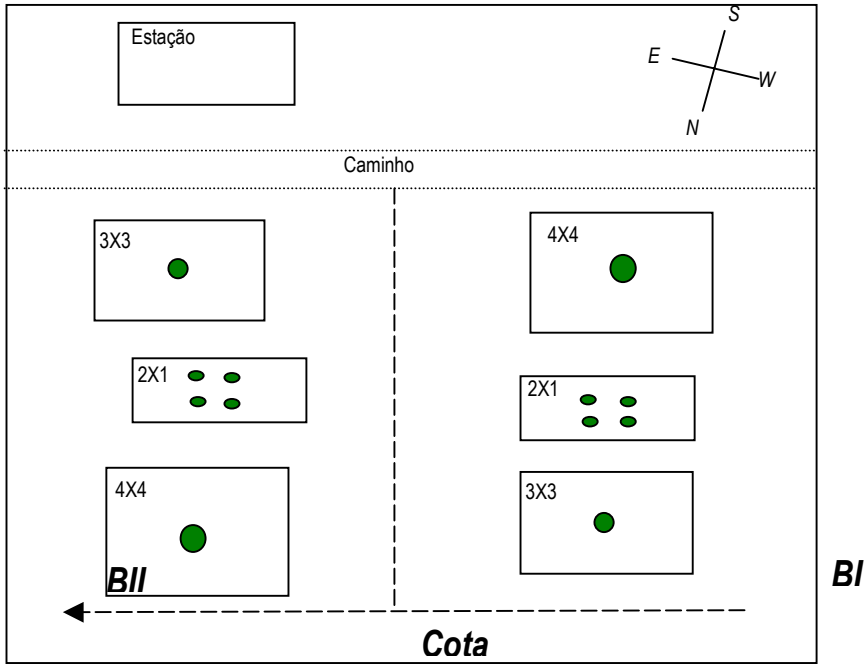


Figura 1 - Esquema simplificado do delineamento experimental (os círculos a verde representam as árvores de cada talhão).

Quadro 1 - Características dos talhões e depósitos de escoamento.

Talhão	Nº de árvores por talhão	Área total do talhão (m^2)	Área permeável do talhão (m^2)	Declive médio (%)	Comprimento médio (m)	Volume do depósito (m^3)	Altura do depósito (m)
BI - 2x1	4	8.130	7.786	5.120	4.075	0.750	0.800
BI - 3x3	1	9.352	8.917	2.940	2.998	0.760	0.810
BI - 4x4	1	16.410	15.896	4.960	4.105	0.750	0.800
BII - 2x1	4	8.191	7.836	3.600	4.055	0.750	0.810
BII - 3x3	1	9.451	9.005	3.760	3.010	0.760	0.810
BII - 4x4	1	16.440	15.891	2.510	4.110	0.760	0.810
Estação	_	15.135	14.679	3.030	5.045	0.750	0.800

2.2 - Clima e solos

A região onde se localiza o ensaio encontra-se numa zona de clima Csa – clima Mediterrânico com a temperatura média do mês mais quente superior a 22ºC (KÖPPEN, 1936). A precipitação concentra-se nos meses de Outono-Inverno, com distribuição irregular ao longo do ano e com a estação seca a verificar-se entre Maio e Outubro.

De acordo com a informação registada na estação meteorológica do campo experimental da Agolada durante o período a que diz respeito o ensaio, em média, a precipitação anual foi de aproximadamente 670 mm e a evapotranspiração de referência para o mesmo período cerca de 1400 mm.

Com base na descrição morfológica de um perfil aberto no campo experimental, junto à estação meteorológica, e nos dados analíticos, físicos e químicos, que se apresentam no Quadro 2, verificou-se que o ensaio se localiza em solos classificados pela FAO/UNESCO (1974) como *Luvic Arenosols.*

Quadro 2 - Dados físicos e químicos do solo.

Profundidade (cm)	E.G. (%)	A.G. (%)	A.F. (%)	L. (%)	A. (%)	C. (%)	Teor de humidade a 0.33 bar (% em p/p)	Teor de humidade a 15 bar (% em p/p)	ρ_{ap} (g cm^{-3})	K (mm h^{-1})
0-30	12.40	82.10	12.30	3.80	1.80	1.32	6.72	1.79	1.63	17.46
30-70	19.30	70.60	10.70	4.10	14.60	0.10	6.32	2.20	1.76	26.22
70-130	27.60	80.00	15.00	3.40	1.60	0.06	2.76	1.13	1.74	28.12
130-170	11.80	56.10	27.00	10.80	6.10	0.06	3.92	1.19	1.64	34.81
170-200	28.80	62.90	24.00	10.20	2.90	0.15	9.27	4.00	1.81	0.90

E.G. – Elementos grosseiros; A.G. – Areia grossa; A.F. – Areia fina; L. – Limo; A. – Argila; C. – Carbono orgânico; 0.33 e 15 bar – Tensões de extracção aplicadas à terra fina; ρ_{ap} – Massa volúmica aparente; K – Condutividade hidráulica saturada.

A descrição do perfil permitiu verificar que se trata de um solo de textura arenosa, com uma elevada percentagem de elementos grosseiros, baixos teores em matéria orgânica, muito baixa capacidade utilizável e razoável proporção de macroporos até à profundidade de 170 cm, abaixo da qual o volume de macroporos decresce abruptamente. A condutividade hidráulica saturada é, em conformidade com a proporção de macroporos, moderadamente baixa a moderada até à profundidade de 170 cm e baixa para profundidades maiores.

Durante o ensaio, efectuou-se a monitorização dos perfis de humidade através do método neutrónico por forma a avaliar a quantidade de água disponível para as plantas nos diferentes compassos dos dois blocos. Esta avaliação evidenciou uma grande variabilidade nos valores de reserva útil dos sete talhões que será consequência, por um lado, da variabilidade do terreno, frequente em solos do tipo sedimentar e, por outro, da variabilidade induzida pelas plantas, nomeadamente, pelo seu sistema radicular.

2.3 - Dados utilizados

Os dados e informações utilizados resultaram dos projectos de investigação *PRAXIS/313.2/FLOR/95 – Gestão Integrada da Utilização da Água e Nutrientes do solo pelo Eucalyptus globulus* – e *PAMAF 8038 – Análise dos Balanços Hidrológico e Nutricional e Modelação do Crescimento em Plantações de Eucalyptus globulus*, ambos da responsabilidade do Professor Carlos A. Pacheco, levados a cabo por uma equipa do Instituto Superior de Agronomia, da Escola Superior Agrária de Beja e da Direcção Regional de Agricultura do Alentejo, entre 1995 e 2000.

Os valores de escoamento superficial foram monitorizados através da medição da altura de água nos depósitos de recolha do escoamento. O controlo efectuou-se desde 29 de Outubro de 1996 até 5 de Fevereiro de 2000, com as medições a realizarem-se normalmente com uma periodicidade semanal ou quinzenal. Assim, os dados de escoamento superficial a utilizar na calibração e validação do modelo correspondem à integração dos volumes de água escoados durante estes períodos.

Quanto aos dados de precipitação e de evapotranspiração de referência, estes foram, respectivamente, os registados automaticamente num udómetro tipo báscula e os resultantes da aplicação do método FAO PENMAN-MONTEITH (descrito em ALLEN *et al*., 1998) aos dados de temperatura, vento, humidade relativa e radiação registados também automaticamente na estação meteorológica do campo experimental da Agolada.

3 - CARACTERIZAÇÃO DO MODELO

3.1 – Descrição geral

O MESUP é um modelo determinístico, conceptual e fisicamente baseado que simula a formação do escoamento de superfície nos talhões do campo experimental da Agolada, com base em dados de precipitação e evapotranspiração de referência. Nele consideram-se três reservatórios conceptuais, para os quais se realizam os balanços hidrológicos entre os fluxos de entrada e saída em cada reservatório, como se representa na Figura 3.

O reservatório A simula o armazenamento da água interceptada na parte aérea das plantas. O fluxo de entrada é a fracção de precipitação (*P*) interceptada, dependente da área de vegetação que cobre o solo, e o fluxo de saída é a evaporação desta precipitação (*E*) e a fracção de precipitação não interceptada (*P'*). O reservatório B simula o armazenamento de água à superfície do solo. Da precipitação em excesso relativamente à intercepção, aquela que não se infiltra e que não se evapora uma vez à superfície do solo (*EV*), acumula-se dando origem ao escoamento sobre a superfície do terreno (*R*). O reservatório C simula o movimento e armazenamento de água no solo. Subdivide-se numa zona não saturada (ZNSAT) e numa zona saturada (ZSAT). O fluxo de entrada é a infiltração na área permeável da superfície (*F*). A evapotranspiração (*ETNSAT* e *ETSAT*) e a percolação (*PERC*) constituem os fluxos de saída. A água que fica armazenada corresponde à humidade do solo. A zona saturada é aquela que perde água por evapotranspiração e percolação, constituindo um armazenamento de duração menor que o da zona não saturada, de onde a água só se perde por evapotranspiração quando não exista qualquer água armazenada na zona saturada.

Os vários mecanismos simulados ocorrem em áreas diferentes. No balanço hidrológico de cada elemento há que considerar: i) os processos que ocorrem na área afecta à vegetação – intercepção e evaporação da água interceptada; ii) os processos que ocorrem apenas na área permeável do terreno – infiltração, percolação e evapotranspiração; iii) os processos que ocorrem em toda a área – escoamento superficial e evaporação da água à superfície do solo.

O modelo tem 14 parâmetros, sendo os cálculos efectuados considerando valores médios destes pelo que se classifica como agregado, em cada talhão.

O modelo funciona de forma contínua no tempo, permitindo calcular, dentro dos limites impostos pela sua estrutura, o comportamento hidrológico da superfície, quer em períodos chuvosos quer em períodos secos. O intervalo de cálculo pode ser suficientemente pequeno para permitir avaliar os tempos de resposta do escoamento superficial e dos restantes mecanismos modelados em cada evento de precipitação. A utilização de pequenos intervalos de tempo foi possibilitada pelo tipo de registo pluviométrico efectuado no ensaio que serviu para a aplicação do modelo desenvolvido.

Os cálculos referentes aos armazenamentos e fluxos simulados no MESUP estão estruturados segundo prioridades decorrentes de opções efectuadas com base no conhecimento teórico dos diferentes processos.

A evapotranspiração cultural é proporcional à taxa de referência e ocorre continuamente, desde que haja água armazenada em qualquer dos reservatórios. A demanda de evapotranspiração é satisfeita primeiramente pela evaporação da água interceptada na vegetação (*E*). Segue-se a evaporação da água existente à superfície do solo (*EV*) e, finalmente, a evapotranspiração a partir da humidade do solo (*ET*).

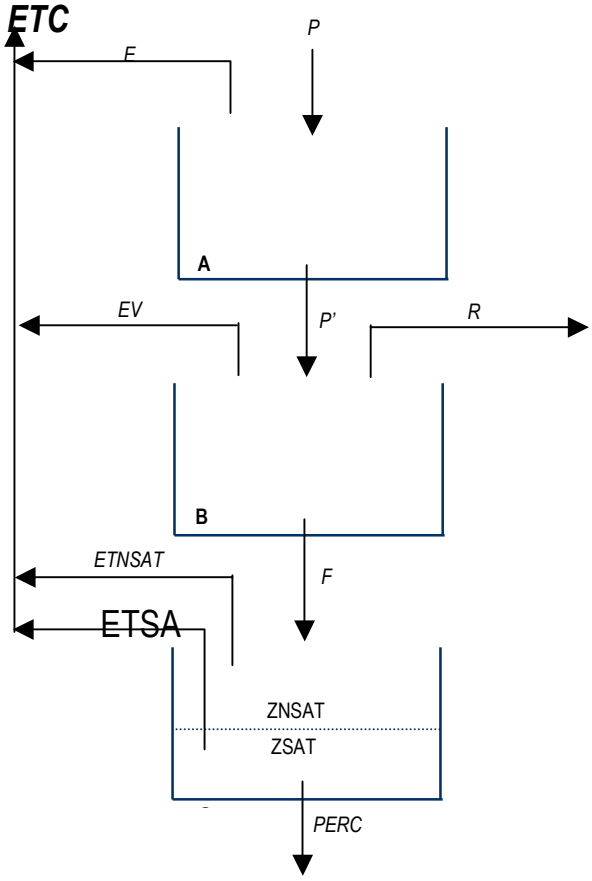


Figura 3 - Representação esquemática dos reservatórios e fluxos considerados no modelo.

Esta última ocorre primeiramente na zona saturada que representa a água mais fracamente retida nos poros do solo e que, portanto, se "perde" mais facilmente por evaporação. A evapotranspiração da zona não saturada só ocorre quando não exista água armazenada na zona saturada. As principais equações do modelo para o cálculo destes fluxos são

$$E = ET0 \frac{1}{FVEG} \frac{HA_{i-1}}{CA} \quad (1)$$

$$EV = ET0 - E\ FVEG \quad (2)$$

e

$$ET = (ET0 - E\ FVEG - EV) \frac{1}{(1 - FIMP)} \frac{HCNSAT_{i-1} + HCSAT_{i-1} - MD}{CCNSAT + CCSAT - MD} \quad (3)$$

onde

E - evaporação da água interceptada na vegetação (mm),

ET0 – evapotranspiração de referência (mm),

FVEG – fracção de área coberta pela vegetação (-),

HA_{i-1} – altura de água armazenada na vegetação, no instante anterior (mm),
CA – capacidade do reservatório *intercepção* (mm),
EV – evaporação da água detida à superfície (mm),
ET – evapotranspiração do reservatório *água do solo* (mm),
FIMP – fracção da área do talhão impermeável (-),
$HCNSAT_{i-1}$ – altura de água armazenada na zona não saturada do solo, no instante anterior (mm),
$HCSAT_{i-1}$ – altura de água armazenada na zona saturada do solo, no instante anterior (mm),
CCNSAT – capacidade da zona não saturada do reservatório *água do solo* (mm),
CCSAT - capacidade da zona saturada do reservatório *água do solo* (mm),
MD – máximo dessecamento do solo (mm)

A percolação (*PERC*) é, tal como a evapotranspiração, um fluxo de saída do reservatório de *água do solo*, representando um movimento de água para as camadas subterrâneas e aquíferos. No MESUP, este fluxo ocorre apenas a partir da zona saturada do solo, sendo controlado pela quantidade de água disponível nesta zona. Assim,

$$PERC = KSATP \frac{DT}{60} \frac{HCSAT_{i-1}}{CCSAT} \tag{4}$$

onde *KSATP* (mm h^{-1}) é o valor da condutividade hidráulica saturada do horizonte mais profundo do solo e *DT* é o intervalo de tempo (em minutos).

A altura de água que se infiltra constitui um fluxo de entrada no reservatório *água do solo* e resulta da precipitação em excesso relativamente à intercepção e evaporação da água à superfície. Desta fracção da precipitação, uma parte infiltra-se e a restante escoará sobre o terreno. A quantidade de água infiltrada depende também da altura de água sobre o terreno, do estado de humedecimento do solo e da condutividade hidráulica saturada da superfície deste.

Como se referiu anteriormente, no MESUP o processo de infiltração é simulado com base no modelo de GREEN e AMPT (1911). A infiltração acumulada (*FCM*) é calculada fazendo

$$FCM = HCNSAT_{i-1} + HCSAT_{i-1} - MD \tag{5}$$

e a infiltração em cada intervalo de tempo (*F*) é dada por

$$F = KSAT \frac{DT}{60} + \frac{KSAT \frac{DT}{60} \left(PSI + HB_{I-1}\right) DELTAT}{FCM} \tag{6}$$

onde
KSAT – condutividade hidráulica saturada da camada superficial do solo (mm h^{-1}),
PSI – parâmetro que representa a sucção na frente de humedecimento (mm), ao qual se adiciona a altura de água que eventualmente se encontre detida à superfície do solo,
HB_{i-1} – altura de água armazenada no reservatório *superfície do solo*, no instante anterior (mm),
DELTAT – défice de humidade do solo relativo à saturação (-).

O escoamento ocorre quando a intensidade de alimentação da água à superfície do solo excede a intensidade de infiltração, resultando numa altura acumulada de água que se moverá no plano, ao longo do declive. No MESUP assume-se que este movimento é do tipo cinemático. Assim, a equação do momento linear, para um escoamento variável em superfície livre, é simplificada ao considerarem-se negligenciáveis os efeitos do declive da superfície livre da água e os termos das acelerações convectiva e local, predominando o efeito do declive do terreno. O cálculo do escoamento é efectuado no modelo através da adopção de um método numérico implícito, o que implica a utilização de um ciclo de cálculo com um intervalo de tempo *DDT*(em segundos) menor do que o usado para os cálculos referentes aos restantes fenómenos (*DT*). A utilização de um intervalo de cálculo menor está relacionada com a variação na altura de água detida à superfície calculada no método implícito. O

intervalo de tempo usado deve ser tal que a altura obtida (armazenamento actual do reservatório da superfície do solo) não seja inferior a zero no último intervalo de tempo. Da aplicação deste método resultam as equações

$$DH_j = \frac{IPE - Q_j}{\frac{AT}{DDT} + TETA\,\frac{5}{3}\,\frac{Q_j}{H_j}\,1000}\,1000, \quad se \quad Q_j > 0 \tag{7}$$

onde

DH_j – variação na altura de água detida à superfície do solo (mm),

AT – área do talhão (m^2),

$TETA$ – coeficiente do método implícito (-),

H_j – altura de água detida à superfície do solo (mm),

IPE – intensidade da precipitação efectiva multiplicada pela área ($m^3\ s^{-1}$), no intervalo de tempo DT, que se entende como aquela que ocorre em excesso relativamente à intercepção, à evaporação da água na superfície e à infiltração.

Sendo

$$H_j = H_{j-1} + DH_j \tag{8}$$

Q_j – caudal escoado ($m^3\ s^{-1}$), dado por

$$Q_j = KS\ BM \left(\frac{H_j}{1000}\right)^{5/3} S^{1/2} \tag{9}$$

com

KS – coeficiente de Manning – Strickler ($m^{1/3}\ s^{-1}$),

BM – largura media do talhão (m),

S – declive médio do talhão (-).

3.2 – Parâmetros

O MESUP apresenta 14 parâmetros que se encontram descritos no Quadro 3.

Quadro 3 – Parâmetros do modelo.

Parâmetros do talhão de escoamento	
AT	Área total (m^2)
FIMP	Fracção de área impermeável (razão entre a área impermeável e a área total) (-)
FVEG	Fracção de área coberta pela vegetação (razão entre a área de projecção das copas e a área total) (-)
BM	Largura media (m)
S	Declive médio (-)
KS	Coeficiente de Manning- Strickler ($m^{1/3}\ s^{-1}$)
Parâmetros do solo	
PROF	Espessura do perfil (mm)
KSAT	Condutividade hidráulica saturada da camada superficial ($mm\ h^{-1}$)
KSATP	Condutividade hidráulica saturada da camada mais profunda ($mm\ h^{-1}$)
PSI	Sucção na frente de humedecimento (mm)
Parâmetros dos reservatórios	
CA	Capacidade de armazenamento da intercepção (mm)
CCNSAT	Capacidade de armazenamento da zona não saturada do solo (mm)
CCSAT	Capacidade de armazenamento da zona saturada do solo (mm)
MD	Máximo dessecamento do solo (mm)

O modelo permite efectuar a calibração automática dos resultados fazendo o ajustamento dos valores dos parâmetros através do algoritmo de optimização de HOOKE e JEEVES (1961) designado *Estratégia de direcção preferencial*, que é uma técnica de busca directa da solução. A função objectivo

a minimizar é o somatório do quadrado dos desvios entre o escoamento calculado pelo modelo e o escoamento observado.

4 – APLICAÇÃO DO MODELO, RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 – Escoamento superficial observado

Os maiores valores de escoamento registaram-se nos talhões BI-2x1 e BII-2x1 e foi nos talhões BI-3x3 e BII-3x3 que se gerou menos escoamento superficial (as percentagens do escoamento total medido, relativas ao valor total de precipitação verificado no período considerado, variaram entre, aproximadamente, 23% e 46%). Os valores registados nas maiores densidades de plantação parecem ser consequência de características do solo, principalmente das condições da camada superficial, conducentes a baixas taxas de infiltração e induzidas pela presença das plantas.

Esta correlação que se evidencia entre pequenos compassos de plantação no eucalipto e menores taxas de infiltração do solo poderá traduzir a influência da composição da matéria orgânica originada por esta espécie, associada principalmente a uma elevada massa de raízes nas camadas mais superficiais do solo.

Apesar deste efeito predominar nas áreas com maior densidade de árvores, verifica-se que a compassos sucessivamente maiores não corresponde a ocorrência de valores de escoamento superficial sucessivamente menores. Efectivamente, o facto de os menores valores totais de escoamento se observarem nos compassos intermédios parece indicar, no domínio em causa, que existe um valor limite de densidade de plantação acima do qual a influência da vegetação é predominantemente exercida no sentido da diminuição da quantidade de água que se infiltra no solo. Abaixo deste valor, o escoamento originado será tanto menor quanto maior o número de plantas por unidade de área, reflectindo a influência das perdas de água interceptada na vegetação.

4.2 – Calibração do modelo

A calibração do modelo envolveu a optimização automática (OA), a medição *in situ* (MI) e a estimativa com base nas medições (EM) e na literatura (EL) dos vários parâmetros do modelo.

Dos dados de escoamento superficial disponíveis, seleccionou-se para a calibração do modelo MESUP um conjunto de 9 períodos consecutivos de medição, compreendidos entre o dia 13/08/1997 e 02/12/1997, totalizando 112 dias. A escolha deste período deveu-se ao facto de se ter efectuado a medição do valor de armazenamento de água no solo no dia 13/08/1997, valor que se considerou ser o armazenamento inicial de água na zona não saturada do reservatório solo (HCNSAT). Adicionalmente, este período teve inicio na fase terminal da estação seca, pelo que foi possível assumir que os restantes reservatórios se encontravam vazios. No Quadro 4 indicam-se os valores dos parâmetros e da função objectivo obtidos na calibração do modelo para o período considerado. A segunda coluna refere-se à forma de determinação da variável.

Os talhões BI – 3x3 e BII – 3x3 são os que apresentam menores valores da função objectivo, sendo os talhões BI – 4x4, BII – 4x4 e Estação aqueles onde o mínimo obtido é maior. Nestes últimos, a existência de uma observação com um valor que é cerca de metade do calculado pelo modelo (como se verá na Figura 4), discrepância que não ocorre nos restantes talhões, é a causa provável para esta optimização menos conseguida.

Os valores de KSAT estimados são muito baixos em todos os talhões, principalmente nos do compasso 2x1 o que estará relacionado com os maiores escoamentos observados nestes talhões. A mesma interpretação pode ser feita para os maiores valores de KSAT estimados nos compassos 3x3 já que é nestes que se observa menor escoamento superficial. Estes valores estão em concordância com as características da superfície do solo observadas no local do ensaio, nomeadamente, com a presença de crosta superficial induzida pela acção erosiva do impacto das gotas de chuva e com a baixa molhabilidade do solo, eventualmente relacionada com o tipo de matéria orgânica resultante dos resíduos vegetais destas plantas e associada à presença das raízes.

Quadro 4 – Valores dos parâmetros e da função objectivo obtidos para os vários talhões na calibração do modelo.

Parâmetro	Determinação do parâmetro	TALHÃO						
		BI – 2x1	BI – 3x3	BI – 4x4	BII – 2x1	BII – 3x3	BII – 4x4	Estação
AT (M^2)	MI	8.130	9.352	16.410	8.191	9.451	16.440	15.135
FIMP (-)	MI	0.042	0.047	0.031	0.043	0.047	0.033	0.030
FVEG (-)	EM	0.20	0.10	0.05	0.20	0.10	0.05	0.01
BM (m)	MI	1.995	3.119	3.998	2.020	3.140	4.000	3.001
S (-)	MI	0.0512	0.0294	0.0496	0.0360	0.0376	0.0251	0.0303
KS ($m^{1/3}\ s^{-1}$)	EL	33.333	33.333	33.333	33.333	33.333	33.333	33.333
PROF (mm)	MI	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100
KSAT (mm h^{-1})	OA	1.152	9.684	4.032	1.006	3.124	3.860	2.682
KSATP (mm h^{-1})	MI	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
PSI (mm)	EL	90	90	90	90	90	90	90
CA (mm)	OA	2.103	5.000	0.100	5.000	4.880	0.100	0.471
CCNSAT (mm)	MI	275.347	487.933	322.517	517.788	515.353	395.291	303.760
CCSAT (mm)	EM	464.903	252.317	417.733	222.462	224.897	344.959	436.490
MD (mm)	MI	58.441	251.111	180.342	223.428	147.176	147.727	87.870
Função Objectivo (mm^2)		418.849	248.989	1390.612	696.414	107.533	1349.534	1043.129

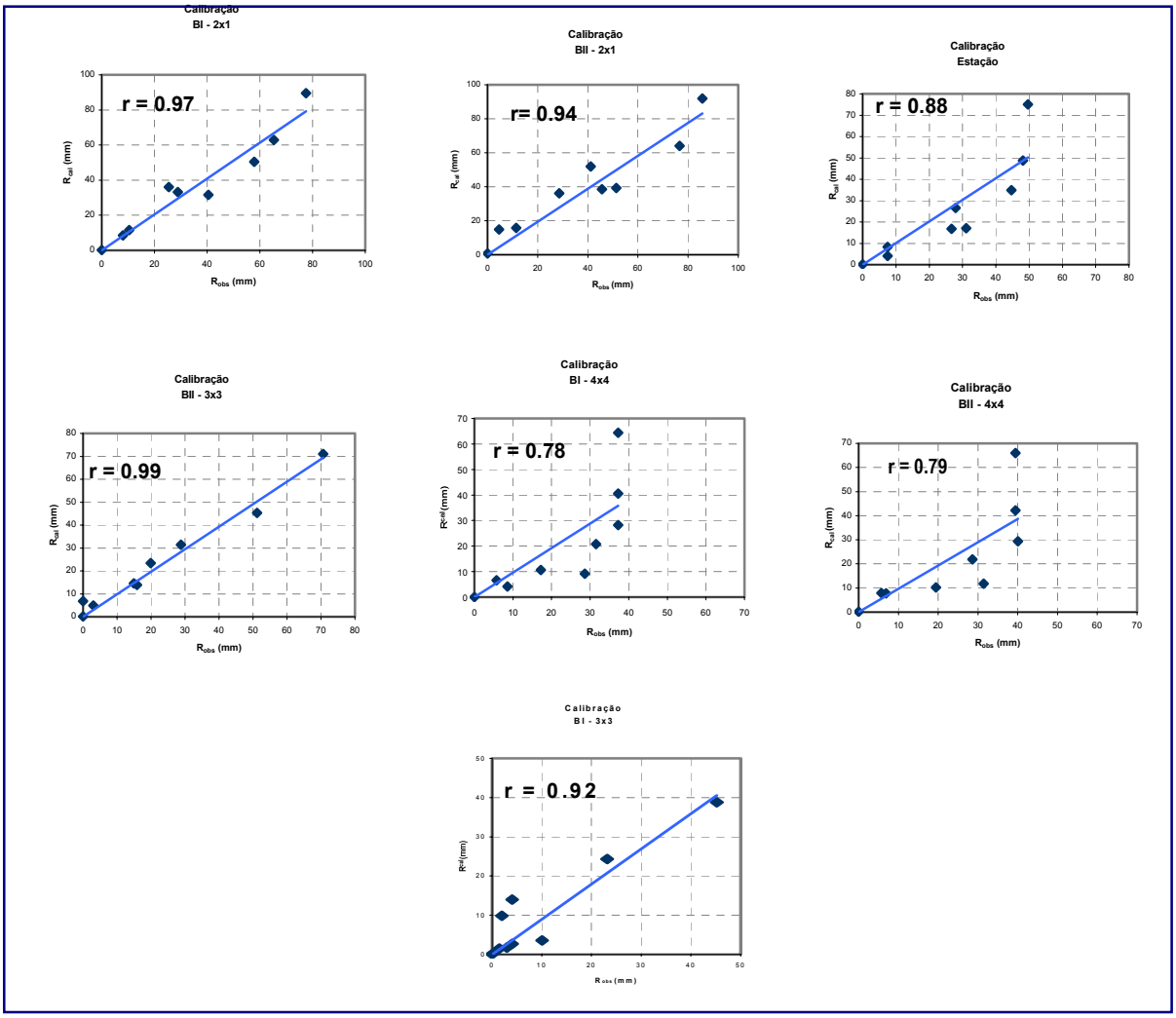


Figura 4 – Regressões lineares entre o escoamento observado e calculado nos vários talhões, no período de calibração

No que diz respeito aos valores de CA estimados, em geral há concordância entre compassos para os dois blocos. De facto, talhões com o mesmo compasso em blocos diferentes apresentam uma capacidade de armazenamento de intercepção igual ou semelhante. A excepção verifica-se no compasso 2x1. O valor de CA estimado para o talhão BI – 2x1 é cerca de metade do obtido para o talhão BII – 2x1 e, em vista do volume de escoamento e das características da vegetação observados em ambos, não parece haver uma causa óbvia para este comportamento. Contudo, a estimativa deste parâmetro no talhão do bloco I deverá ser a mais correcta, admitindo-se que o valor obtido no talhão do bloco II resultou da evolução da função objectivo no sentido de um óptimo local.

Analisando a Figura 4 é possível verificar que as estimativas do escoamento superficial do modelo MESUP são de um modo geral satisfatórias, o que fica patente nos coeficientes de correlação entre o escoamento observado (R_{obs}) e o escoamento calculado pelo modelo (R_{cal}) nos diferentes talhões. O maior afastamento entre os valores de escoamento estimados e medidos ocorre nos talhões de compasso 4x4 e, em menor grau, no talhão Estação, o que está de acordo com os maiores valores da função objectivo para estes talhões relativamente aos restantes.

4.3 – Verificação do modelo

Para efectuar a validação do modelo consideraram-se, numa primeira fase, todas as observações realizadas, com a excepção das utilizadas na calibração. Deste modo, abrangia-se todo o período de ensaio, desde 29/10/1996 a 05/02/2000, subtraindo o período de 13/08/1997 a 02/12/1997.

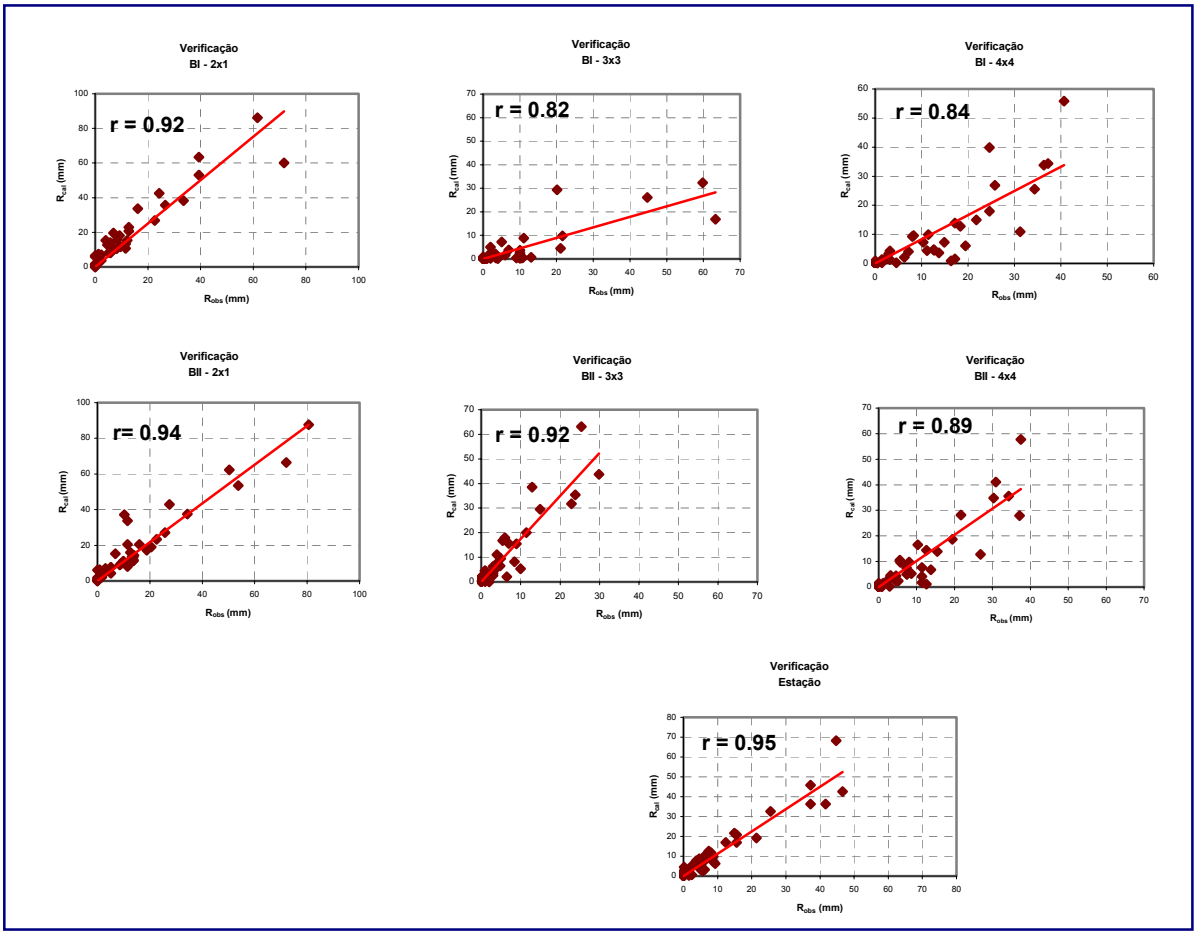


Figura 5 – Regressões lineares entre o escoamento observado e calculado nos vários talhões, no período de verificação.

Os resultados da verificação do modelo realizada desta forma conduziram a estimativas do escoamento pouco aproximadas, com os coeficientes e correlação obtidos a variarem entre 0,66 para o talhão BI – 4x4 e 0,93 no talhão BII – 2x1. A comparação do conjunto de todo os valores de escoamento superficial gerados pelo modelo com os respectivos valores medidos permitiu, contudo, constatar que, de um modo geral, as estimativas após o período de calibração são mais próximas dos valores observados evidenciando-se a ocorrência do que pode ser designado por um "período de aquecimento" do modelo. Este período de adaptação dos valores observados aos valores calculados pode estar relacionado com as opções tomadas quanto às condições iniciais de armazenamento dos reservatórios. Os resultados obtidos poderão também reflectir uma parametrização deficiente no que respeita às características vegetativas da planta, uma vez que se está perante um povoamento jovem em crescimento activo, principalmente no início do período estudado, verificando-se uma alteração qualitativa e quantitativa da parte aérea de ano para ano. Se para o cálculo do coeficiente de correlação se eliminar o período inicial que medeia entre 29/10/1996 e 12/08/1997, obtêm-se coeficientes de correlação superiores aos mencionados anteriormente, como se pode observar na Figura 5.

Deste modo, ao realizar-se a verificação do modelo excluindo o período inicial de observações, verifica-se que todos os coeficientes de correlação são superiores a 0,8. Nos talhões dos compassos 4x4 e no talhão da estação constata-se ainda que as regressões lineares entre o escoamento observado e calculado apresentam correlações superiores às obtidas no período de calibração, o que vem reforçar a hipótese da tendência para estimativas mais exactas após o período inicial de simulação.

4.4 – Análise de sensibilidade

Com o objectivo de analisar a sensibilidade do modelo à alteração dos valores dos parâmetros, efectuaram-se corridas do programa, para o período de calibração com os valores de cada parâmetro a variarem $\pm$ 10%, mantendo inalterados os restantes.

Verifica-se que o parâmetro para o qual o modelo mostra maior sensibilidade é a condutividade hidráulica saturada da superfície – KSAT. Este resultado demonstra a elevada dependência que o processo de formação do escoamento superficial tem em relação às condições da superfície do solo. A alteração do valor da variável MD origina, para a maioria dos talhões uma variação significativa no valor da f.o., o que está de acordo com a perspectiva de que a capacidade de armazenamento de água do solo tem implicações importantes no balanço hídrico e, consequentemente, na formação do escoamento. Da mesma forma, a espessura do perfil do solo – PROF – e a capacidade de armazenamento da zona não saturada do solo – CCNSAT – encontram-se entre os parâmetros cuja variação mais contribui para alterar o valor da f.o., na maioria dos talhões. Outro parâmetro a cuja variação o modelo mostra alguma sensibilidade é a sucção na frente de humedecimento (PSI). Esta variável, tal como MD e KSAT, entra no algoritmo de cálculo utilizado para determinar a infiltração (baseado no modelo de GREEN e AMPT, 1911) e, portanto, qualquer variação no seu valor, ao causar alteração nos quantitativos de água envolvidos no processo de infiltração, altera o valor de escoamento calculado e, consequentemente, o valor da função objectivo. Nos talhões BI – 3x3 e BII – 2x1, verifica-se uma influência importante da variável FVEG, talvez pela estreita relação que esta tem com o parâmetro CA, na estimação da intercepção. Relativamente aos restantes parâmetros, a análise revela, de um modo geral, pequena sensibilidade do modelo à sua variação.

Constata-se ainda que de um modo geral, qualquer aumento do escoamento é acompanhado de um diminuição na infiltração. Ressalva-se a excepção constituída pelos parâmetros FVEG e CA. No primeiro verifica-se um aumento de ambos os fluxos quando o seu valor diminui em 10% e o oposto quando aumenta 10%. Por outro lado, a diminuição e o aumento de FVEG conduz, respectivamente, à diminuição e ao aumento da evapotranspiração. Esta variação reflecte o peso relativo da componente da evapotranspiração que ocorre a partir da vegetação, que será tanto maior quanto maior a fracção de

área da superfície do solo por ela coberta, devido ao aumento do armazenamento de água no reservatório da intercepção e, consequentemente, da *oportunidade de evaporação* (como definido por LINSLEY *et al*., 1988). No caso de CA, o escoamento diminui quer o valor deste parâmetro aumente ou diminua, o que se pode dever ao facto de o valor deste parâmetro ter sido optimizado (sendo o critério de convergência da optimização o de minimizar as diferenças entre o escoamento observado e o escoamento calculado).

4.5 – Evolução temporal dos fluxos e armazenamentos

Com o objectivo de testar o modelo no que respeita à simulação dos processos com uma base temporal menor, mais precisamente, à predição da variação dos componentes do sistema durante um evento, ou durante eventos consecutivos, de precipitação com características definidas efectuou-se a análise da evolução ao longo do tempo dos fluxos e armazenamentos simulados pelo modelo. Para tal seleccionou-se um dia (20/12/1996) com ocorrência de 7 chuvadas que totalizaram 32,4 mm. A evapotranspiração de referência diária foi de 1,1 mm. O primeiro evento de precipitação teve inicio às 12h45min e o último terminou apenas no dia seguinte, às 0h30min. A precipitação ocorrida nos dois dias anteriores foi de 68,5 mm em 18/12/1996 e 15,5 mm em 19/12/1996

A Figura 6 mostra as previsões do modelo para o comportamento dos diferentes armazenamentos. Em qualquer dos reservatórios, verifica-se que o aumento do armazenamento coincide com a alimentação proporcionada pela queda de chuva, iniciando-se o esgotamento dos reservatórios uma vez terminada essa alimentação. Saliente-se o modo característico como se dá o esgotamento do reservatório *superfície do solo*, com a água a permanecer à superfície algum tempo após o fim das chuvadas.

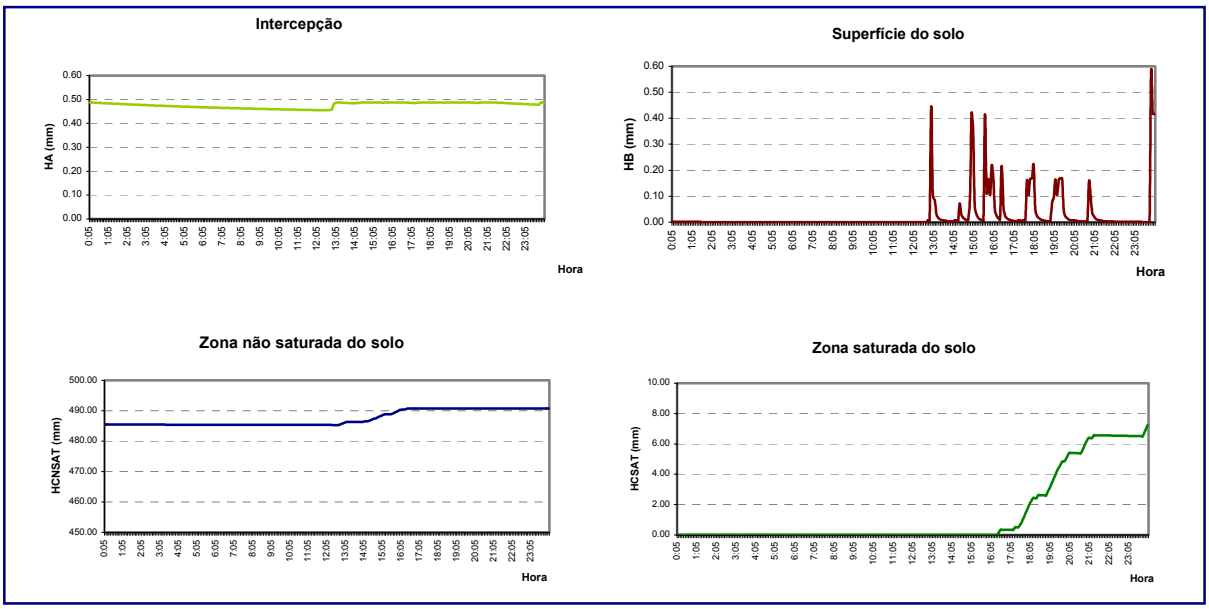


Figura 6 **–** Evolução dos armazenamentos *intercepção, superfície do solo*, zona não saturada e zona saturada do reservatório *solo*, ao longo do dia 20/12/1996.

Com se pode verificar, da análise da Figura 7, a variação dos fluxos está de acordo com a evolução temporal dos armazenamentos.

A referida Figura mostra que o escoamento superficial se inicia logo após o início das chuvadas. Os caudais máximos estão associados às intensidades máximas de precipitação. A sobreposição dos hidrogramas de escoamento e infiltração demonstra que os patamares observados de intensidade de infiltração correspondem, nas diversas chuvadas, aos valores mais elevados de escoamento superficial

gerado. A ocorrência de percolação profunda dá-se a partir do momento em que começa a haver água armazenada na zona saturada do solo. Este facto fica patente na semelhança de forma entre as linhas que representam a evolução da percolação e do armazenamento na zona saturada do solo. A primeira componente da evapotranspiração simulada – evaporação da água interceptada na vegetação (e) – diminui enquanto não ocorre precipitação. A queda de chuva leva a que se dê um aumento deste fluxo pois passa a haver mais água disponível para evaporar. A intensidade de evaporação da água à superfície do solo (ev) é proporcional à altura de água detida. A variação na intensidade da evaporação da água armazenada no solo (et) é positiva enquanto não ocorre precipitação, diminuindo para valores mínimos enquanto está a chover. Deste modo, a partir das 12h45min, instante em que se dá o primeiro evento de precipitação, a evolução temporal da evaporação da água do solo inverte a sua tendência de aumento e começa a diminuir, atingindo valores muito próximos de zero enquanto chove e enquanto se desenvolvem os restantes processos hidrológicos de superfície.

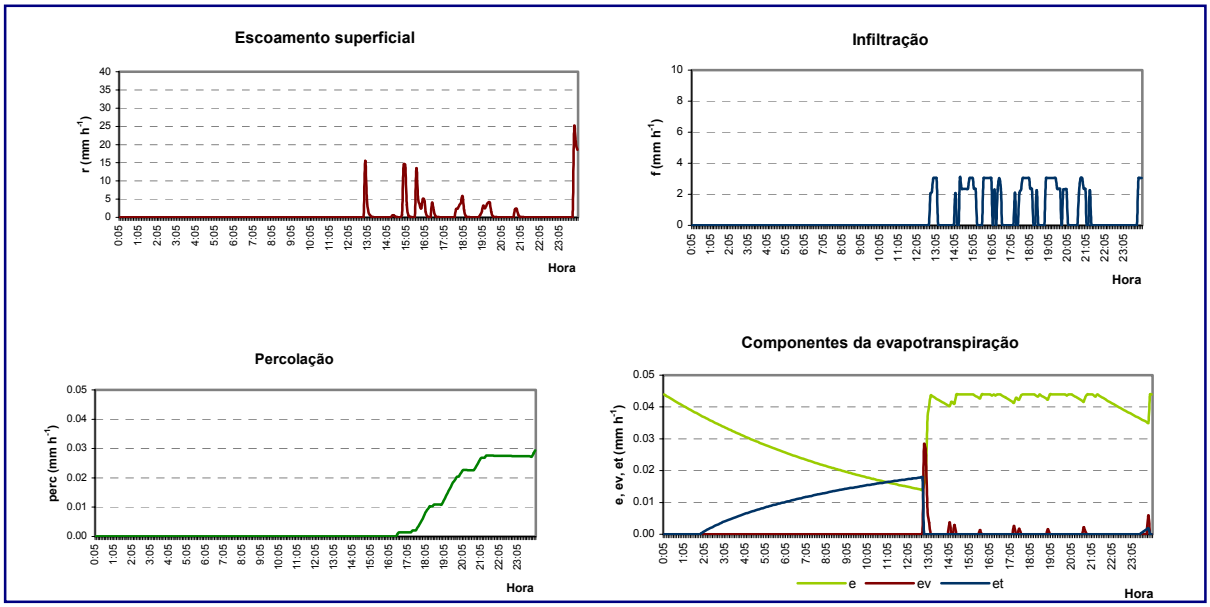


Figura 7 – Hidrogramas de escoamento superficial, infiltração, percolação e evapotranspiração do dia 20/12/1996.

4.6 – Simulação de eventos de intensidade de precipitação constante

No seguimento da análise do ponto anterior, efectuaram-se corridas do programa de cálculo com os valores da precipitação uniformemente distribuídos ao longo do tempo o que permitiu estudar a forma dos hidrogramas resultantes. Esta análise permitiu também comparar os tempos de concentração do escoamento simulados pelo modelo com os determinados através da equação

$$t_c = \left(\frac{L}{\alpha . i_e^{m-1}} \right)^{\frac{1}{m}} \qquad (10)$$

onde L é o comprimento do plano de escoamento, α e m são relacionáveis com a fórmula de resistência ao escoamento e i_e é a intensidade da precipitação em excesso (LIGHTHILL e WHITHAM, 1955).

Testaram-se as intensidades de precipitação 20 mmh^{-1}, 40 mmh^{-1}, 80 mmh^{-1}, admitindo-se uma evapotranspiração de referência diária de 5 mm d^{-1}. As condições iniciais de armazenamento consideradas foram: HA = 0,000 mm; HB = 0,000 mm; HCNSAT = MD; HCSAT = 0,000 mm. Ou seja, para efectuar esta análise, admitiu-se que as chuvadas se seguiriam a um período seco longo, como referem LINSLEY *et al.* (1988) e QUINTELA (1996). A aplicação da equação (14) a estas intensidades

de precipitação e ao talhão considerado (BII – 3x3) leva a valores do tempo de concentração de 11,44 min, 8,67 min e 6,57 min, respectivamente, para as intensidades 20 mm h^{-1}, 40 mm h^{-1} e 80 mm h^{-1}.

Na Figura 8 estão representados os hidrogramas de infiltração e de escoamento superficial obtidos nos primeiros 60 minutos após o inicio das chuvadas.

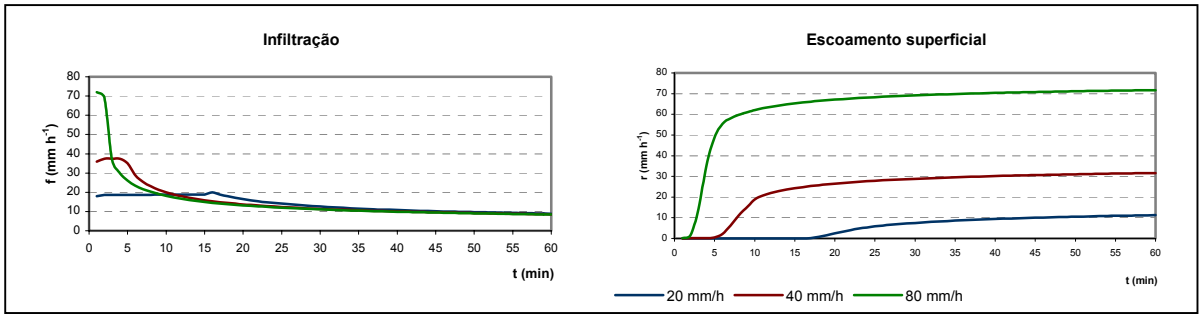


Figura 8 – Hidrogramas de infiltração e de escoamento superficial sob chuvadas de intensidade de precipitação constante de 20 mmh^{-1}, 40 mm h^{-1} e 80 mm h^{-1}.

As intensidades de infiltração evidenciam, no ramo descendente das linhas, uma variação controlada pelo modelo de GREEN e AMPT (1911). Ao fim de 24 horas, em qualquer das chuvadas, embora o valor da intensidade de infiltração seja inferior a 4 mm h^{-1} e, portanto próximo do da condutividade hidráulica saturada da superfície estimada para o talhão BII – 3x3, continua a verificar-se uma pequena diminuição deste valor. Todos os hidrogramas de escoamento apresentam uma forma em ∫, típica do escoamento sobre a superfície do terreno nas áreas entre-sulcos e descrito pela teoria da onda cinemática. Salienta-se ainda a complementaridade dos dois gráficos da Figura 8.

Em qualquer das intensidades de precipitação, obtiveram-se tempos de concentração muito superiores aos calculados pela equação (14) evidenciados por, tal como no caso da diminuição da taxa de infiltração, o caudal escoado continuar a aumentar ao fim das 24 horas simuladas. Estes resultados devem-se ao facto da intensidade de precipitação efectiva para o escoamento não ser constante, mesmo ao fim de 24 horas de simulação, quando ainda está a aumentar, pois o modelo calcula a quantidade de água que fica retida na vegetação e se evapora desta, a quantidade de água que se evapora da superfície e que se infiltra e, só depois, a quantidade de água que se escoa superficialmente, ou seja, consideram-se as perdas para o escoamento.

5 - CONCLUSÃO

O MESUP possibilita a previsão dos volumes de água envolvidos no balanço hídrico na zona superficial do solo. Para tal, calcula de forma contínua no tempo a intercepção, a detenção superficial, o escoamento superficial, a infiltração, a percolação, o armazenamento de humidade no solo e a evapotranspiração cultural. Tendo em conta os dados de escoamento disponíveis, as características do domínio em que foi aplicado e as implicações destas sobre os parâmetros considerados no modelo, os resultados que se obtiveram nas diferentes perspectivas de análise efectuadas com o MESUP permitem as apreciações que de seguida se apresentam:

- De uma maneira geral, os elevados valores de escoamento superficial observados nos talhões são reproduzidos pelo modelo quando o valor da condutividade hidráulica saturada na superfície toma valores muito pequenos, principalmente, nos talhões de menor compasso.
- Os problemas verificados com a optimização dos parâmetros do modelo apontam para a necessidade de se aferir cuidadosamente a forma como estes são determinados. Sempre que possível, é preferível a medição directa, *in situ* e espacialmente representativa. Se a optimização automática for inevitável, como acontece frequentemente, deve ter-se em consideração a interacção entre parâmetros estreitamente correlacionados.

- As condições iniciais de armazenamento consideradas para a simulação a realizar têm uma influência importante na validação dos resultados. Esta constatação resulta das diferenças obtidas quando se efectuou a verificação do modelo com e sem período inicial de observações. No segundo caso, os resultados ajustaram-se melhor aos valores observados pelo que é de considerar a existência de um período inicial de adaptação do modelo.
- Este período de "aquecimento" do modelo poderá igualmente resultar da evolução do povoamento no que ao seu desenvolvimento vegetativo diz respeito, correspondendo as estimativas menos exactas a uma fase mais activa de crescimento, com alteração importante das características da parte aérea das plantas, tanto no aspecto qualitativo como quantitativo.
- O MESUP mostra sensibilidade à variação de todos os seus parâmetros. Destes, os que maior influência têm nos resultados obtidos são, de uma maneira geral para todos os talhões: KSAT, MD, PROF, CCNSAT, PSI, FEG e CA.
- O estudo da evolução dos fluxos e armazenamentos simulados demonstrou que o MESUP pode ser adaptado à previsão para eventos de precipitação únicos ou consecutivos.
- As características dos talhões, equiparáveis a pixels, potencia a aplicabilidade em modelos hidrológicos com suporte em SIG (modelos tipo raster), sendo no entanto necessário modelar as transferências abaixo da superfície entre *pixels*.
- A modelação do escoamento sobre a superfície do terreno com base na teoria da onda cinemática permite perspectivar um alargamento das possibilidades de aplicação do MESUP, no âmbito da predição da erosão do solo, nomeadamente, onde o mecanismo de escoamento dominante é aquele que ocorre nas áreas pré e entre sulcos.

BIBLIOGRAFIA

ALLEN, R.G.; PEREIRA, L.S.; RAES, D.; SMITH, M. - *Crop Evapotranspiration. Guidelines for Computing Crop Water Requirements*. FAO, Roma (Itália), FAO Irrigation and Drainage Paper Nº56, 1998.

FAO/UNESCO, Food and Agriculture Organization of the U.N. - *FAO/UNESCO Soil Map of the World 1:5000000. Vol. I*, *Legend*, Unesco, Paris (França). 1974.

GRAYSON, R. B.; MOORE, I. D.; MCMAHON, T. – "Physically based hydrologic modelling. 1. A terrain-based model for investigative purposes". *Water Resources. Research*, **28**, 10, 1992, pp. 2639-2658.

GREEN, W. H.; AMPT, G. A. – "Studies on soil physics: I – Flow of air and water through soils". *Journal of Agricultural Science*, **4**, 1911, pp 1-24.

HOOKE, R.; JEEVES, T. A. – "Direct search solution of numerical and statistical problems". *JACM*, **8**, 1961, pp 212-229.

KÖPPEN, W. -. "*Das geographische system der klimate*, *Vol. I*", in *Handbuch der klimatologie*, Köppen e Geiger, Berlim (Alemanha). 1936.

LAMB, R. – "Calibration of a conceptual rainfall-runoff model for flood frequency estimation by continuous simulation". *Water Resources. Research*, **35**, 10, 1999, pp 3103-3114.

LIGHTHILL, M. H.; WHITHAM, G. B. – "On kinematic waves. I. Flood movement in long rivers". *Proc. Roy. Soc*., ser. A, **229**, 1955, pp 281-316.

LINSLEY, R. K. JR.; KOHLER, M. A.; PAULHUS, J. L. H. 1 - *Hydrology for Engineers, SI Metric Edition*. New York (EUA), McGraw-Hill Book Company, 1988.

MANNING, R. – "On the flow of water in open channels and pipes". *Trans. Inst. Civil Eng*., **20**, 1891, pp 161-207.

QUINTELA, A. C., *Hidrologia e Recursos Hídricos*. Lisboa (Portugal), Ed. Associação de Estudantes do Instituto Superior Técnico, 1996.

TOMAZ, A. C. T – *Modelação Conceptual do Processo de Formação do Escoamento Superficial numa Plantação Jovem de Eucalyptus globulus Labill. Em Coruche.*Dissertação de Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos, IST-UTL, 2003.

WAGENET, R. J. - "*Modelling soil hydrology: Perspectives, perils and directions"*, in *Modelling Agricultural, Forest, and Rangeland Hydrology*, Proceedings of the 1988 International Symposium, Am. Soc. of Agricultural Engineers, 1988.

GERAÇÃO DE SÉRIES SINTÉTICAS DE ESCOAMENTOS DIÁRIOS

José Júlio Arsénio

Engº Civil, COBA, Consultores de Engenharia, SA, Av. 5 de Outubro, 323, 1649-011 Lisboa, Portugal, jga@coba.pt

Emídio Gil Santos

Prof. Associado da SHRHA do DeCivil do IST, Av. Rovisco Pais 1049-001 Lisboa, Portugal, emidio@civil.ist.utl.pt

RESUMO

A utilização de séries temporais hidrológicas sintéticas é, hoje em dia, uma técnica com aceitação no planeamento e gestão de sistema de recursos hídricos.

A presença de elementos nulos nas séries apresenta uma dificuldade acrescida dada a incapacidade da maior parte dos modelos em os acomodar.

Neste trabalho, apresenta-se uma metodologia para gerar séries sintéticas de escoamentos diários, por desagregação pelo método dos fragmentos, que é particularmente dotado para lidar com elementos nulos nos dados.

A metodologia proposta para gerar escoamentos diários tem três etapas: na primeira geram-se séries sintéticas de escoamentos anuais, na segunda desagregam-se os valores anuais em valores mensais e na terceira cada um dos meses é desagregado nos respectivos valores diários. Para a desagregação dos valores anuais em mensais e destes em diários utilizou-se o método dos fragmentos.

A bacia hidrográfica da ribeira de Odivelas na estação hidrométrica de Odivelas foi utilizada para testar o processo de geração apresentado. Tendo-se verificado que os escoamentos anuais, em ano hidrológico, eram independentes, estes foram gerados utilizando como modelo da série histórica a transformação inversa de Wilson e Hilferty acoplada com a distribuição log-normal. Os valores obtidos foram depois sucessivamente desagregados em valores mensais e diários.

Verificou-se a preservação das características estatísticas da série anual, média, variância e assimetria bem como a preservação das médias, covariâncias e assimetrias periódicas aos níveis mensal e diário.

Os resultados obtidos indicam que a metodologia apresentada é um processo plausível para gerar escoamentos diários que preservam as características estatísticas dos escoamentos históricos.

PALAVRAS-CHAVE: Hidrologia estocástica, Séries sintéticas de escoamentos, Geração, Desagregação, Método dos fragmentos.

1. INTRODUÇÃO

A incerteza associada aos fenómenos hidrológicos, em geral, e aos escoamentos, em particular, resulta, não só da habitual escassez de dados que pode ser minorada por transferência de informação (por exemplo com recurso a relações entre a precipitação e o escoamento), mas também da impossibilidade de conhecer a população em análise, facto que se apresenta como uma incerteza de base do problema, a qual não é resolúvel.

A utilização de séries sintéticas apresenta-se como um maneira prática de minorar parte daquela incerteza, permitindo uma utilização mais eficiente da informação hidrológica disponível.

A utilização de séries sintéticas de escoamentos, além de permitir a redução da incerteza associada àquele fenómeno hidrológico, permite ainda, na análise dos sistemas, tratar a garantia de cumprimento das metas através de funções de distribuição de probabilidade e por isso abandonar as formulações empíricas de fiabilidade habitualmente consideradas.

Os modelos de geração de séries sintéticas tiveram um grande desenvolvimento após o trabalho de THOMAS e FIERING (1962), constituindo, actualmente, uma ferramenta disponível em estudos de planeamento e operação de sistemas de recursos hídricos.

A selecção do modelo de geração deve ter em conta vários factores, entre os quais, as características dos dados hidrológicos disponíveis. Para séries independentes (não correlacionadas), no tempo e no espaço, recorre-se em geral a modelos probabilísticos, que utilizam, para gerar as séries sintéticas, a distribuição de probabilidade da série histórica (isto é, aquela que melhor se ajusta à série histórica). Por sua vez, quando se tratam de séries dependentes (correlacionadas), no tempo ou no espaço, deve recorrer-se a modelos estocásticos, os quais consideram, não só a aleatoriedade dos fenómenos, mas também a sequência temporal ou espacial dos valores das variáveis.

Os modelos de desagregação apresentam-se como os mais adequados para geração simultânea de séries sintéticas relativas a diferentes intervalos de tempo. As técnicas de desagregação consistem, essencialmente, na repartição dos valores relativos a um dado intervalo de tempo, em valores relativos a menores intervalos, tentando preservar as características estatísticas das séries históricas referentes a ambos os intervalos. Estas técnicas permitem assegurar a compatibilidade entre os resultados relativos aos diferentes níveis de agregação. Refira-se que a desagregação tanto pode ser temporal como espacial.

Dos modelos de desagregação existentes, destacam-se: o modelo de Valência–Schaake apresentado por Valência em 1973, o modelo de desagregação por etapas proposto por Santos em 1983 e o método dos fragmentos apresentado por Svanidze em 1961.

Em SALAS *et al.* (1985) e SALAS (1993) pode encontrar-se uma apresentação pormenorizada de vários modelos de geração e de desagregação existentes.

2. MODELO DE GERAÇÃO DE SÉRIES SINTÉTICAS

Em estudos de planeamento, a análise a nível anual ou mensal é habitualmente suficiente. No entanto, em estudos de operação, pode ser conveniente utilizar intervalos de tempo mais curtos (por exemplo o dia), permitindo, assim, uma melhor aproximação às condições reais de exploração dos sistemas. Justifica-se, portanto, o desenvolvimento de metodologias de geração de séries sintéticas de valores diários.

A metodologia de geração de séries sintéticas de escoamentos diários que se apresenta de seguida é composta pelas seguintes etapas:

- Geração de séries sintéticas de escoamentos anuais, por aplicação de um modelo univariado baseado na distribuição de probabilidade da série histórica (aplicável a séries históricas temporalmente independentes);
- Desagregação das séries de escoamentos anuais geradas na etapa anterior em séries de escoamentos mensais, por aplicação do método dos fragmentos;

- Desagregação das séries de escoamentos mensais em séries de escoamentos diários, por aplicação do método dos fragmentos.

A qualidade das séries geradas deve ser avaliada no final de cada uma das três etapas referidas, procedendo-se, para tal, à verificação da preservação dos principais parâmetros estatísticos das séries históricas.

2.1 Geração de escoamentos anuais

2.1.1 Considerações gerais

As distribuições normal e log-normal são das mais utilizadas em hidrologia. A distribuição normal, simétrica em relação à media, pode tomar valores entre $-\infty$ e $+\infty$. Deste modo, a utilização da distribuição normal na modelação de fenómenos físicos nem sempre é satisfatória, como por exemplo no caso de séries de escoamentos (as quais apresenta necessariamente valores positivos) com assimetria, por vezes, significativa. Por sua vez, a distribuição log-normal, que pode apresentar valores entre 0 e $+\infty$, é mais adequada à modelação de fenómenos com distribuição assimétrica.

No caso de Portugal, os escoamentos anuais apresentam, em geral, assimetria reduzida, pelo que o ajustamento da distribuição normal deve ser satisfatória na maior parte das situações. No entanto, de maneira a dar uma maior robustez ao modelo de geração de escoamentos anuais, este foi desenvolvido com base na distribuição log-normal combinada com a transformação inversa de Wilson e Hilferty, permitindo assim tratar séries em que a assimetria não seja desprezável.

No entanto, a utilização do modelo deve sempre ser precedida da verificação da adaptabilidade à série histórica da distribuição log-normal, que pode ser feita com recurso a testes estatísticos.

Apresenta-se de seguida um método para verificar a independência temporal da série histórica anual, seguido do procedimento de geração das séries sintéticas propriamente dito.

2.1.2 Verificação da independência temporal da série hidrológica

Uma série hidrológica pode dizer-se temporalmente independente se não existir correlação significativamente diferente de zero entre os valores da série espaçados de um dado incremento (k). A verificação da independência temporal de uma série pode então ser aferida através da análise do respectivo correlograma, definido pela representação gráfica da função de autocorrelação, r_k, em função de k, e dos limites de probabilidade de uma série independente apresentados por ANDERSON (1941).

Para séries temporais independentes, as autocorrelações de incrementos iguais ou superiores a um deveriam ser nulas. No entanto, devido à variabilidade amostral, estas correlações apresentam flutuações em torno de zero. Assim, considera-se que uma série é temporalmente independente se os valores das correlações se situarem dentro do intervalo de confiança correspondente ao nível de confiança adoptado, admitindo-se, nestas condições, que as diferenças para zero verificadas são explicadas pela variabilidade amostral.

A função r_k pode definir-se de acordo com a Eq. (1):

O cálculo das autocovariâncias e das autocorrelações de séries anuais e consequentemente a função r_k pode ser feita com recursos às Eq. (1) e (2) [FULLER (1996)]:

$$c_k = \frac{1}{N}\sum_{i=k+1}^{N}\left[\left(x_i - \bar{x}\right)\left(x_{i-k} - \bar{x}\right)\right] \quad (1)$$

$$r_k = \frac{c_k}{c_0} \quad (2)$$

em que:

c_k – autocovariância anual de incremento k;

r_k – autocorrelação anual de incremento k;

k – incremento;
$\bar{x}$ – média;
x_i – valor do escoamento no ano i;
N – dimensão da série hidrológica.

Os limites de probabilidade apresentados por Anderson, para um nível de confiança de 95 % são dados por:

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{N-k-1}}{N-k} \tag{3}$$

Refira-se que, o máximo incremento, k, a considerar para a correlação não deve exceder cerca de 30 % da dimensão da amostra, visto verificar-se, com o aumento de k, uma progressiva redução do número de produtos para o cálculo da covariância.

2.1.3 Modelo univariado de geração baseado na distribuição Log-Normal combinada com a transformação inversa de Wilson e Hilferty

Apresenta-se de seguida o procedimento para aplicação do modelo univariado de geração de séries sintéticas de escoamentos anuais:

1 - Determinação da série de logaritmos do escoamento anual:

$$y_i = \ln(x_i + c) \tag{4}$$

em que:
c – constante.

A aplicação do logaritmo natural ao valor de x_i acrescido de uma constante tem como objectivo evitar problemas resultantes da eventual existência de valores nulos na série histórica.

2 - Determinação dos parâmetros estatísticos da série de logaritmos obtida, nomeadamente, média ($\bar{y}$), desvio padrão (s_y) e coeficiente de assimetria (g_y):

$$\bar{y} = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} y_i \tag{5}$$

$$s_y = \sqrt{s_y^2} = \sqrt{\frac{1}{N-1}\sum_{i=1}^{N}(y_i - \bar{y})^2} \tag{6}$$

$$g_y = \frac{N}{s_y^3 (N-1)(N-2)}\sum_{i=1}^{N}(y_i - \bar{y})^3 \tag{7}$$

3 - Geração de séries de números aleatórios normalmente distribuídos, com média nula e variância unitária, de extensão igual à série histórica:

4 - Obtenção das séries sintéticas anuais utilizando as séries de números aleatórios geradas no ponto anterior e por aplicação da transformação inversa de WILSON e HILFERTY (1931):

$$\nu_i = \left\{\left[\frac{g_y}{6}\times\left(z_i - \frac{g_y}{6}\right) + 1\right]^3 - 1\right\}\times\frac{2}{g_y} \tag{8}$$

em que:
z_i – variável aleatória, normalmente distribuída com média nula e variância unitária, gerada no ponto 3.

Finalmente, as séries sintéticas de valores anuais são dadas por:

$$ys_i = \bar{y} + \nu_i \times s_y \tag{9}$$

$$xs_i = \exp(ys_i) - c \tag{10}$$

em que:

xs_i – escoamento no ano i (valor gerado);

ys_i – logaritmo do escoamento no ano i (valor gerado).

A utilização da transformação inversa de Wilson e Hilferty, expressa pela Eq. (8), permite preservar a assimetria da série histórica em situações em que esta seja significativa.

2.2. Desagregação mensal e diária de séries de escoamentos

2.2.1 Considerações gerais

Os modelos de desagregação permitem a geração de séries sintéticas em dois ou mais níveis temporais, preservando as estatísticas da série histórica em cada um desses níveis.

A utilização deste tipo de modelos, aplicados quer ao nível mensal quer ao nível diário, pressupõe a geração, numa primeira etapa, de séries relativa ao nível de agregação superior. No presente caso, a metodologia desenvolvida prevê a geração de séries de escoamentos anuais com recurso a um modelo baseado na distribuição de probabilidades da série anual histórica, e a posterior desagregação das séries obtidas em séries mensais e em séries diárias, tendo-se adoptado o método dos fragmentos, para efectuar a referida desagregação.

O método dos fragmentos baseia-se no principio de que a distribuição de uma dada variável hidrológica dentro de um determinado intervalo de tempo (por exemplo o ano ou o mês) é idêntica para iguais valores dessa variável. Assim, a obtenção dos valores mensais de um dado ano é feita por semelhança com os anos da série histórica com valores anuais mais próximos do valor anual gerado. Por sua vez, a geração dos valores diários é feita por semelhança com os meses da série histórica com valores mensais mais próximos do valor mensal gerado.

Uma das principais limitações associadas à maioria das técnicas de desagregação existentes consiste no tratamento de valores nulos da variável hidrológica em análise. No caso do escoamento, a existência de valores nulos, em determinadas linhas de água, é bastante frequente na época de estiagem. A frequência de ocorrência de escoamentos nulos aumenta com a diminuição do intervalo de tempo utilizado. Deste modo, a utilização de uma técnica de desagregação que consiga lidar de forma simples e eficaz com registos nulos, apresenta importância primordial, visto permitir a generalização do método. O método dos fragmentos apresenta esta versatilidade, sendo portanto, de entre os métodos existentes, uma das alternativas mais interessantes.

2.2.2 Método dos fragmentos

A metodologia para aplicação do método dos fragmentos que se apresenta de seguida encontra-se particularizada para desagregação de valores anuais em valores mensais:

1 - Ordenação da série histórica de escoamentos anuais (ordem crescente).
2 - Determinação dos fragmentos correspondentes a cada valor de escoamento anual da série histórica. Cada fragmento é composto pelos 12 valores resultantes da divisão dos escoamentos mensais pelo escoamento médio mensal do ano em questão. Desta forma, obtém-se um número total de fragmentos igual à dimensão da série histórica.
3 - Definição dos intervalos de incidência, através da atribuição dos seus limites inferiores e superiores. Para o primeiro e último intervalos são apenas definidos, respectivamente, os limites superior e inferior, tratando-se portanto, de intervalos abertos.
4 - Alocação dos fragmentos aos correspondentes intervalos de incidência. Esta alocação é feita de acordo com o valor do escoamento anual associado a cada fragmento e com os

intervalos de incidência definidos. Para aplicação da metodologia é condição essencial que cada intervalo de incidência contenha pelo menos um fragmento. Esta condição deve ser observada aquando da definição dos intervalos de incidência.

5 - Determinação dos escoamentos mensais por desagregação dos escoamentos anuais anteriormente gerados. Para cada valor de escoamento anual gerado, identifica-se o intervalo de incidência correspondente e associa-se um fragmento. Se no intervalo de incidência em questão existir mais de um fragmento, então, deve recorrer-se a uma escolha aleatória sem reposição até se esgotarem os fragmentos existentes. Quando tal acontece, procede-se à reposição dos fragmentos no intervalo, podendo então ser novamente utilizados. A determinação dos escoamentos mensais é feita multiplicando o valor médio mensal gerado (escoamento anual gerado dividido por 12) pelo fragmento seleccionado.

No caso da aplicação do método dos fragmentos para desagregação de escoamentos mensais em escoamentos diários, os meses são tratados em separado, ou seja, os fragmentos correspondentes a um determinado mês do calendário só podem ser utilizados para gerar valores diários nesse mesmo mês.

A metodologia apresentada para desagregação de valores anuais sofre as seguintes alterações:

- A determinação dos fragmentos (ponto 2) é feita para cada valor de escoamento mensal da série de registos históricos; cada fragmento passa a ser composto por 28, 29, 30 ou 31 dias, consoante o número de dias do mês em causa; relativamente ao mês de Fevereiro, determina-se um conjunto de fragmentos para os anos regulares e outro para os anos bissextos; os vários valores que compõem os fragmentos resultam da divisão dos escoamentos diários registados pelo escoamento médio diário do mês em questão;
- A distribuição dos fragmentos pelos intervalos de incidência (ponto 4) é feita de acordo com o valor de escoamento mensal associado a cada fragmento;
- A identificação do intervalo de incidência correspondente a cada valor de escoamento mensal gerado e a selecção de um fragmento são feitas de forma idêntica à apresentada no ponto 5; a determinação dos escoamentos diários é feita multiplicando o valor médio diário gerado (escoamento mensal gerado dividido pelo número de dias do mês) pelo fragmento seleccionado.

A desagregação com recurso ao método dos fragmentos é particularmente atractiva, visto verificar-se que permite preservar toda a informação relativa à série histórica, nomeadamente, a média, a variância e as correlações, para além de preservar a assimetria da amostra.

Refira-se, no entanto, a existência de uma inconsistência no método dos fragmentos. A desagregação de valores gerados superiores e inferiores ao maior e menor valor da série histórica, respectivamente, só pode ser feita por recurso aos fragmentos disponíveis no último e primeiro intervalos de incidência, quando, na realidade, deveriam ser utilizados fragmentos cuja variabilidade se relacionasse linearmente com o valor do escoamento correspondente.

2.3. Verificação da qualidade do ajustamento das séries geradas

A qualidade das séries sintéticas geradas é garantida quando se verifica a preservação das características estatísticas da série histórica, nomeadamente, média, desvio padrão, assimetria e correlações.

Considera-se que os parâmetros estatísticos da série histórica são preservados quando estes se encontram compreendidos no intervalo centrado no valor médio do respectivo parâmetro das séries sintéticas com dimensão igual a quatro vezes o desvio padrão desse mesmo parâmetro.

A condição de preservação pode ser expressa por:

$$\hat{\nu} \in [\bar{\nu} - 2s_{\nu}; \bar{\nu} + 2s_{\nu}]$$

em que:

$\hat{\nu}$ – valor do parâmetro estimado para a série histórica;

$\bar{\nu}$ – valor médio do parâmetro estimado a partir do conjunto das séries sintéticas;

s_ν – desvio padrão do parâmetro estimado a partir do conjunto das séries sintéticas.

A verificação da qualidade do ajustamento das séries geradas é feito em cada nível de agregação, ou seja, para as séries anuais geradas, para as séries mensais obtidas por desagregação das séries anuais e para as séries diárias obtidas por desagregação das séries mensais.

3. APLICAÇÃO PRÁTICA DO MODELO

3.1. Dados de base

A aplicação prática da metodologia apresentada teve como base os registos de caudal na estação hidrométrica de Odivelas situada na ribeira de Odivelas, afluente do rio Sado (ver Figura 1). A área da bacia hidrográfica dominada pela estação é de 431 km^2.

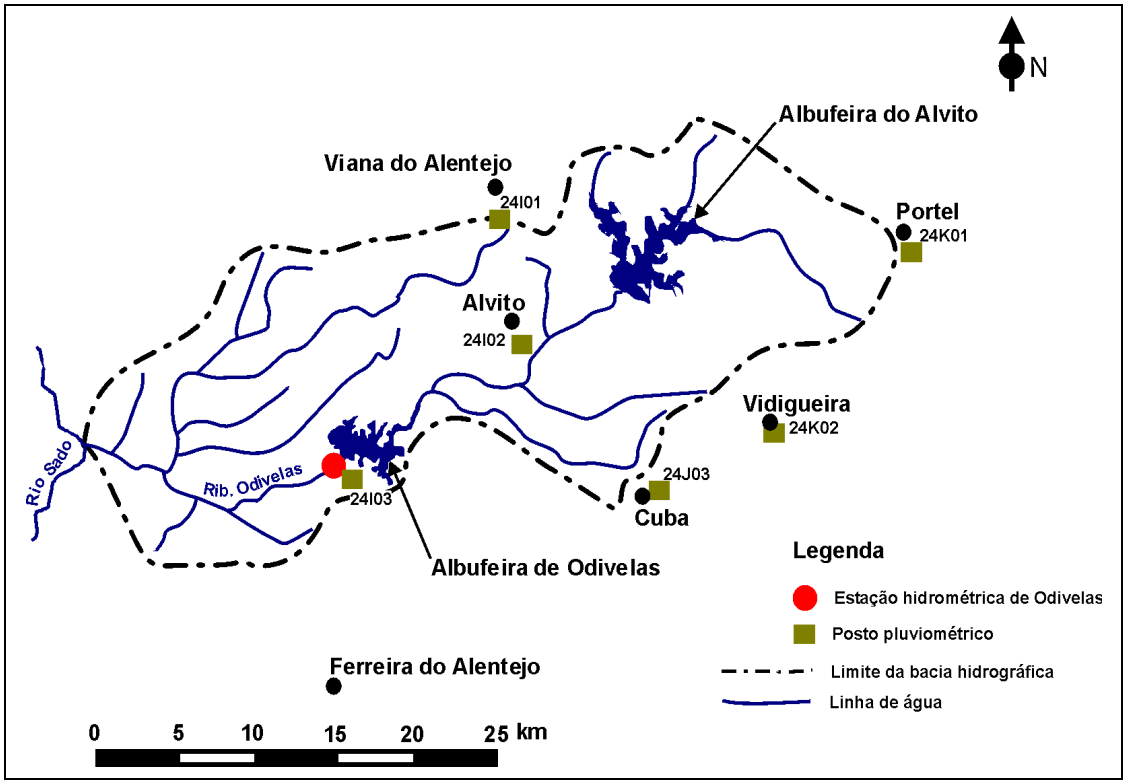


Figura 1 - Bacia hidrográfica da ribeira de Odivelas

A informação hidrométrica relativa à estação de Odivelas consiste em dados de caudais médios diários no período compreendido entre os anos hidrológicos de 1934/35 e 1969/70.

Atendendo à informação pluviométrica disponível na bacia obtida em COBA (1998) e COBA (1999), tornou-se possível a extensão das séries de escoamento anual para um período de 66 anos compreendido entre os anos hidrológicos de 1931/32 e 1996/97 (período de referência do estudo).

A extensão da série de escoamentos anuais para o período de referência (ver Figura 2) foi feita com base numa análise, a nível anual, do processo precipitação – escoamento, da qual resultou a seguinte equação de regressão:

$$\begin{cases} E = 0.666 \times P - 257.8 & P > 387.1mm \\ E = 0 & P \leq 387.1mm \end{cases} \quad (9)$$

em que:
E – escoamento anual (mm);
P – precipitação anual ponderada sobre a bacia (mm);

O coeficiente de correlação entre as duas variáveis, escoamento e precipitação, é de 0.94.

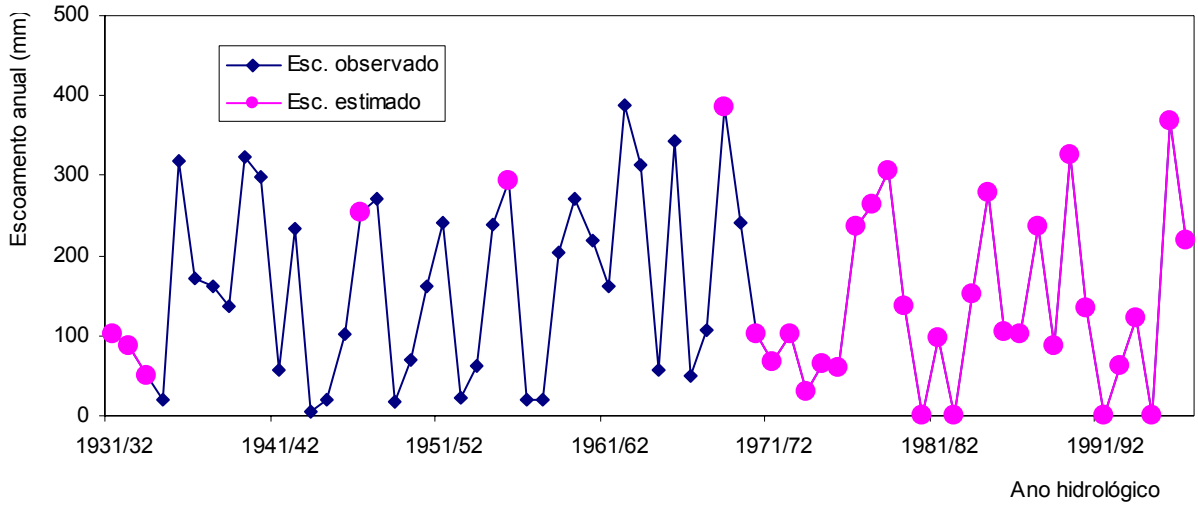


Figura 2 – Escoamento anual na estação hidrométrica de Odivelas – Série completada para o período de 1931/32 a 1996/97

Recorrendo ao método dos fragmentos, apresentado anteriormente, procedeu-se à desagregação, para os níveis mensal e diário, dos valores anuais estimados com base na equação de regressão. Desta forma, obtiveram-se também séries de escoamentos mensais e diários cobrindo a totalidade do período de 1931/32 a 1996/97 (ver Figuras 3 e 4).

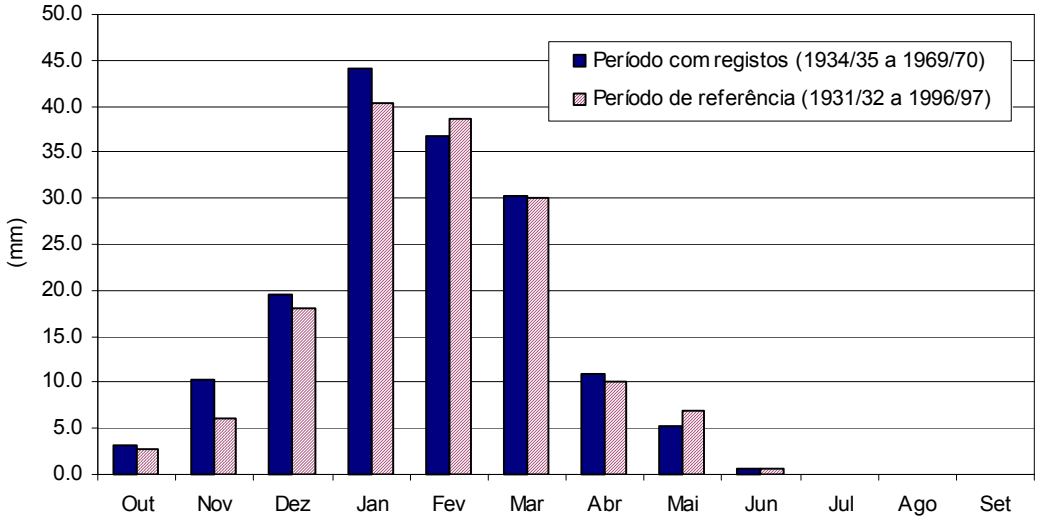


Figura 3 – Escoamentos mensais médios na estação hidrométrica de Odivelas

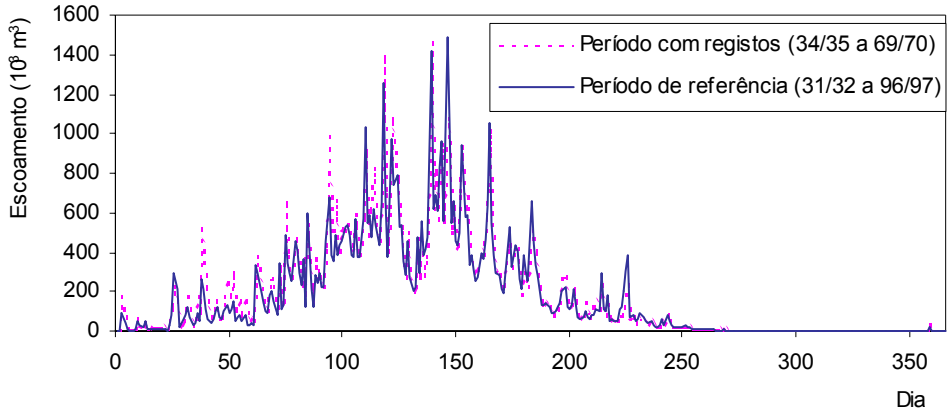


Figura 4 – Escoamentos diários médios na estação hidrométrica de Odivelas

3.2. Geração das séries sintéticas de escoamentos

3.2.1 Considerações gerais

Na geração de valores anuais utilizou-se, como base, a série de escoamentos na estação hidrométrica de Odivelas, completada para o período de 66 anos compreendidos entre 1931/32 e 1996/97.

Tanto para a desagregação dos valores anuais gerados em valores mensais, como para a posterior desagregação dos valores mensais em valores diários, as séries de base utilizadas correspondem às respectivas séries de registos históricos em Odivelas. Tratam-se de séries referentes ao período compreendido entre os anos hidrológicos de 1934/35 e 1969/70, com falhas nos anos de 1946/47, 1955/56 e 1968/69 (correspondentes a 33 anos).

Foram geradas 100 séries de valores anuais, mensais e diários. A extensão das séries sintéticas geradas foi de 66 anos, coincidente com a extensão das séries históricas completadas para o período de referência.

Geração das séries sintéticas de escoamentos anuais

Verificação da independência temporal da série histórica

Na Figura 5 apresenta-se o correlograma da série de escoamentos anuais na estação hidrométrica de Odivelas, assim como os limites de probabilidade apresentados por Anderson para um nível de confiança de 95 %.

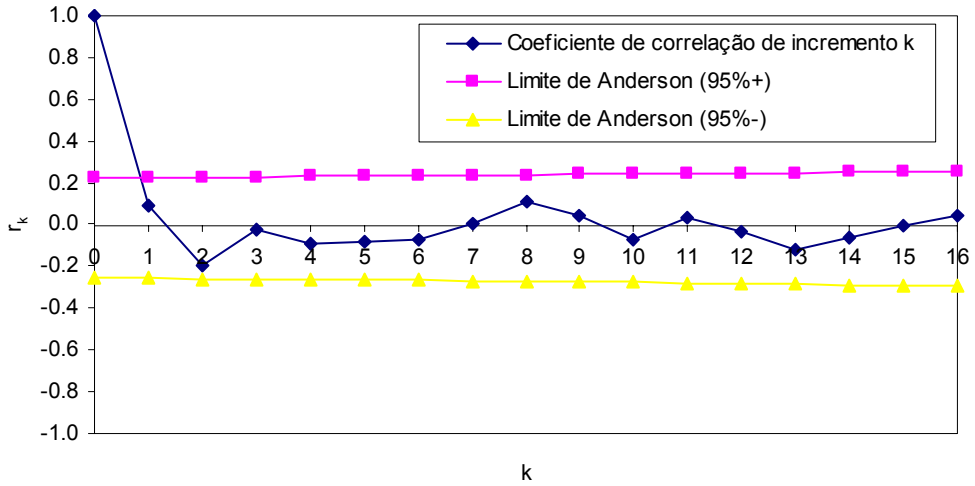


Figura 5 – Correlograma da série de escoamentos anuais na estação hidrométrica de Odivelas

Da análise do referido correlograma verifica-se que a função de autocorrelação se encontra dentro do intervalo de confiança estabelecido, podendo admitir-se, com um nível de confiança de 95 %, que a série de escoamentos anuais na estação hidrométrica de Odivelas é independente.

Portanto, a adopção de um modelo aleatório, baseado na distribuição de probabilidades da série histórica, é adequado para efectuar a geração de séries sintéticas de escoamentos anuais em Odivelas.

Verificação da adaptabilidade à série histórica da distribuição log-normal

Por aplicação do Teste do Qui-Quadrado, foi possível verificar a adaptabilidade da distribuição log-normal à série de escoamentos anuais em Odivelas. A estatística do teste para 10 intervalos é $\chi^2_c = 12.6$. Por sua vez o valor da distribuição de Qui-Quadrado com 7 graus de liberdade e um nível de confiança de 95 % é $\chi^2_{7,95} = 14.1$. Dado que $\chi^2_c < \chi^2_{7,95}$, não é rejeitada a hipótese de a amostra provir de uma população com distribuição log-normal.

Resultados da geração de séries de escoamentos anuais

No Quadro 1 resumem-se os resultados obtidos.

Quadro 1

Parâmetros estatísticos da série histórica de escoamentos anuais e das séries sintéticas geradas na estação hidrométrica de Odivelas

Parâmetro estatístico	Série histórica	Séries geradas	
		Média	Desvio padrão
Média (mm)	153.9	160.8	21.0
Desvio padrão (mm)	113.9	124.2	8.3
Coeficiente de Assimetria	0.40	0.43	0.23
Coeficiente de autocorrelação (k = 1)	0.090	-0.088	0.177

Da análise do Quadro 1 conclui-se que as séries sintéticas geradas cumprem o critério de preservação das principais características estatísticas da série história, nomeadamente, média, desvio padrão e coeficiente de assimetria. Atendendo aos baixos valores dos coeficientes de correlação obtidos verifica-se ainda a independência temporal das séries geradas.

3.2.3 Desagregação mensal

No Quadro 2 resumem-se os resultados obtidos da aplicação do método dos fragmentos para desagregar as 100 séries sintéticas de escoamentos anuais geradas.

Da análise do Quadro 2 pode concluir-se que são preservados os valores da média, desvio padrão, coeficiente de assimetria e coeficiente de correlação de incremento unitário das séries históricas de escoamentos mensais. Para coeficientes de correlação de incremento superior (até doze), verificou-se que apenas em sete meses não foram preservados os referidos parâmetros estatísticos das séries históricas.

Quadro 2

Parâmetros estatísticos das séries de escoamentos mensais na estação hidrométrica de Odivelas

Média (mm)

		Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set
Série histórica		2.8	6.0	18.1	40.4	38.7	30.1	10.0	7.0	0.7	0.0	0.0	0.1
Séries geradas	Média	4.8	7.3	16.7	42.6	41.4	30.6	10.4	6.1	0.8	0.0	0.0	0.2
	Desv. Padrão	1.1	1.6	2.3	7.0	7.0	3.5	1.5	1.1	0.1	0.0	0.0	0.1

Desvio padrão (mm)

		Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set
Série histórica		6.3	18.0	25.3	50.8	43.5	26.0	14.0	16.2	0.9	0.1	0.0	0.5
Séries geradas	Média	8.8	20.0	22.6	49.6	47.3	28.0	13.1	14.8	1.0	0.1	0.0	0.9
	Desv. Padrão	1.3	3.4	3.3	3.5	3.7	1.5	1.5	2.4	0.1	0.0	0.0	0.4

Coeficiente de assimetria

		Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set
Série histórica		2.8	4.6	2.3	1.5	0.9	0.5	2.4	3.8	1.2	3.0	5.7	6.2
Séries geradas	Média	2.0	4.1	2.4	1.1	0.9	0.7	2.1	4.4	1.1	2.8	5.8	5.8
	Desv. Padrão	0.5	0.7	0.4	0.3	0.3	0.2	0.3	0.7	0.3	0.5	1.4	1.1

Coeficiente correlação (k=1)

		Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set
Série histórica		-0.02	0.26	0.24	0.04	0.51	0.41	0.34	0.00	0.33	0.41	0.75	-0.03
Séries geradas	Média	-0.01	0.16	0.36	0.07	0.67	0.51	0.34	0.02	0.27	0.43	0.70	-0.04
	Desv. Padrão	0.11	0.07	0.08	0.09	0.09	0.08	0.06	0.05	0.06	0.07	0.08	0.01

3.2.4 Desagregação diária

Após a aplicação do método dos fragmentos, para desagregar as séries de escoamentos mensais obtidas na etapa anterior em escoamentos diários, calculou-se, para cada um do 366 dias do ano (incluindo o dia 29 de Fevereiro), as médias e os desvios padrão dos principais parâmetros estatísticos das 100 séries de escoamentos diários obtidas. Com base nos valores obtidos procedeu-se à verificação da preservação dos parâmetros estatísticos em questão, tendo-se observado o seguinte:

- média do escoamento diário – apenas não foi verificada a preservação em seis dias do ano (um em Fevereiro e cinco em Maio);
- desvio padrão – o número de dias em que não foi cumprido o critério de preservação foi de nove (três em Outubro, dois em Fevereiro, três em Maio e um em Setembro);
- coeficiente de assimetria – o critério de preservação não foi cumprido em cinco dias (três em Outubro e dois em Maio);
- coeficientes de correlação de incremento um, dois e três – não foi verificada a preservação destes parâmetros em sete dias, para o incremento um, e em dez dias para os incrementos dois e três.

Constata-se que, o número de dias em que não foi verificada a preservação dos principais parâmetros estatísticos das séries históricas de escoamentos diários representa uma percentagem reduzida do número de dias do ano. Logo, consideram-se bastante aceitáveis os resultados obtidos com a aplicação do modelo de desagregação diária para o caso dos escoamentos na estação hidrométrica de Odivelas.

4. CONCLUSÕES

A aplicação da metodologia de geração de séries sintéticas para geração de 100 séries sintéticas de escoamentos anuais, mensais e diários na estação hidrométrica de Odivelas conduziu a bons resultados. Para o nível anual, foi cumprido o critério de preservação das características estatísticas da respectiva série histórica, média, variância e assimetria. Para os níveis mensal e diário, procedeu-se à verificação da preservação das médias, covariâncias e assimetrias periódicas das respectivas séries históricas, tendo-se constatado que o critério de preservação foi cumprido na quase totalidade das situações.

A utilização de um modelo de geração anual que utilizasse apenas a distribuição log-normal, seria, à partida, suficiente para preservar a pequena assimetria da série anual histórica na estação hidrométrica de Odivelas. No entanto, a introdução, no modelo, da transformação inversa de Wilson e Hilferty permite tratar séries com assimetrias mais significativas, dotando-o assim de uma maior versatilidade e tornando-o mais robusto.

A presença de elementos nulos nas séries apresenta uma dificuldade acrescida dada a incapacidade da maior parte dos modelos de geração em os acomodar. As séries de escoamentos diários são, em muitos casos, exemplo desta situação, dado em largos períodos do ano hidrológico o caudal ser nulo. O método dos fragmentos mostrou-se particularmente dotado para lidar com elementos nulos nos dados sem que ocorra perda de generalidade do método. Na aplicação do modelo, em particular para a linha de água em análise, seria aceitável, aos meses de Julho, Agosto e Setembro, atribuir valores nulos de escoamento (diário e mensal). No entanto, por uma questão de generalidade da metodologia, e visto que esta conduz a bons resultados, mesmo sem recorrer a essa simplificação, tal procedimento não foi adoptado. É portanto legitimo que, aquando da aplicação do método dos fragmentos a séries cujos valores de escoamento no período de estiagem sejam frequentemente nulos, a não preservação dos parâmetros estatísticos nos meses correspondentes seja encarada sem grande preocupação, visto poder resultar apenas da aplicação estritamente numérica do critério de preservação.

Na aplicação do modelo de desagregação, tanto aos valores anuais, como aos valores mensais, a definição dos intervalos de incidência revelou-se como um aspecto com importância na qualidade dos resultados obtidos. Verificou-se que a definição dos intervalos de incidência baseada em critérios de proximidade do valor absoluto do escoamento no nível superior de agregação e de semelhança da distribuição do escoamento no período correspondente parece adequar-se à aplicação do modelo de desagregação proposto.

Ao contrário do que se poderia supor atendendo ao principio que serve de base ao método dos fragmentos – a distribuição de uma dada variável hidrológica dentro de um determinado intervalo de tempo é idêntica para iguais valores dessa variável – a utilização do fragmento correspondente ao valor histórico mais próximo para desagregar um dado valor de escoamento não se apresenta como a melhor opção. A aplicação do método dos fragmentos, numa situação ideal, deveria levar a que todos os fragmentos fossem usados o mesmo número de vezes. A utilização de intervalos de incidência mais apertados pode conduzir em determinadas circunstâncias, a que alguns fragmentos não sejam sequer utilizados, ou que sejam utilizados menos vezes que os restantes. Dado que, a metodologia de aplicação obriga a que, um dado fragmento, depois de ser utilizado, só poderá sê-lo novamente, quando todos os restantes fragmentos desse intervalo também tiverem sido usados, o recurso a intervalos mais largos pode favorecer a utilização mais uniforme de todos os fragmentos disponíveis.

BIBLIOGRAFIA

ANDERSON, R. L. – "Distribution of the Serial Correlation Coefficients", *Annals of Math. Statistics*, Vol. 8, nº 1, 1941, pp. 1-13.

CHOW, V. T. (1964) – *Handbook of Applied Hydrology*. V. T. Chow (ed.), McGraw-Hill, New York, 1970.
CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., MAYS, L. W. – *Applied Hydrology*, McGraw-Hill Inc., 1988.
COBA – *Plano de Bacia Hidrográfica do Rio Guadiana,* Análise Biofísica – Caracterização Climática, INAG, Lisboa, 1998.
COBA – *Plano de Bacia Hidrográfica do Rio Sado,* Análise Biofísica – Caracterização Climática, INAG, Lisboa, 1999.
COBA/HIDROPROJECTO – *Infra-estruturas para a Reabilitação e Modernização do Aproveitamento Hidroagrícola de Odivelas - Estudo Prévio e Anteprojecto Detalhado*, Nota Técnica Nº 1 – Revisão dos Dados de Base, IHERA, Lisboa, 1998.
FULLER, W. A. – *Introduction to Statistical Time Series*, 2nd ed., Wiley Series in Probability and Statistics, 1996.
HENRIQUES, A. G. – *Modelos de Distribuição de Frequências de Caudais de Cheias*, Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1990.
QUINTELA, A. C. – *Recursos de Águas Superficiais em Portugal Continental*, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1967.
RIBEIRO, P. – *Dimensionamento do Volume Útil de Albufeiras*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1996.
RUBINSTEIN, R. Y. – *Simulation and the Monte Carlo Method*, John Wiley and Sons, 1981.
SALAS, J. D. – *"Analysis and Modelling of Hydrologic Time Series" in Handbook of Hydrology,* editado por Maidment, D. R., MacGrw-Hill, 1993.
SALAS, J. D., DELLEUR, J. W., YEVJEVICH, V., LANE, W. L. – *Applied Modeling of Hydrologic Time Series*, Water Resources Publications, 1985.
SANTOS, E. G. – *Disaggregation Modeling of Hydrologic Time Series*, Ph. D. Thesis, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 1983.
SILVA, M. P. R. – *Desagregação Diária por Etapas, Aplicação à Geração de Séries Sintéticas de Escoamentos Diários*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1989.
THOMAS, H. A., FIERING, M. B. – "Mathematical Synthesis of Streamflow Sequences for the Analysis of River Basins by Simulation", in *Design of Water Resource Systems*, Maass et al., eds. Harvard University Press, Cambridge, Massachussets, 1962.
WILSON, E. B., HILFERTY, M. M. (1931) – "Distribution of Chi-Square", *Proceedings National Academy of Science*, 1931, 17:684-688.

GERAÇÃO DE SÉRIES SINTÉTICAS DE PRECIPITAÇÃO EM CABO VERDE

Angela M. P. Barreto da Veiga MORENO

Eng.ª Agrónoma, ISA, Ministério da Agricultura – DGASP, Cidade da Praia – Achada S. Filipe – Ilha de Santiago – Cabo Verde, veiganmoreno@hotmail.com

Emídio Gil SANTOS

Prof. Associado SHRH, DECivil, IST, Av. Rovisco Pais 1049-001 Lisboa, +351.21.8418146, emidio@civil.ist.utl.pt

Luís Santos PEREIRA

Prof. Catedrático, Dep. Eng. Rural, ISA, Tapada da Ajuda 1349-017 Lisboa, +351.21.3653479, lspereira@isa.utl.pt

RESUMO

Cabo Verde tem recursos hídricos escassos com longos períodos secos alternando com curtos períodos húmidos. A maior utilização da água é na agricultura havendo assim a necessidade de planear a utilização deste recurso escasso garantindo o seu aproveitamento eficaz.

A utilização de séries temporais hidrológicas sintéticas que permitem diminuir a incerteza nas utilizações torna-se especialmente recomendada nas condições de Cabo Verde. Neste trabalho apresenta-se uma metodologia para gerar séries sintéticas de precipitações mensais utilizando-se o modelo de desagregação.

O modelo de desagregação gera séries sintéticas de precipitação anual, utilizando um modelo apropriado, desagregando a seguir estes valores nas precipitações mensais. Para a desagregação dos valores anuais em mensais utilizou-se o método dos fragmentos.

A bacia hidrográfica da Ribeira Seca na ilha de Santiago foi utilizada para testar o processo de geração apresentado. Tendo-se verificado que as precipitações anuais em ano hidrológico eram independentes, estas foram geradas utilizando como modelo a distribuição log-normal a três parâmetros. Os valores obtidos foram depois desagregados para valores mensais. Verificou-se a preservação das características estatísticas da série anual, média, variância e assimetria bem como a preservação das médias, covariância e assimetrias mensais.

Os resultados obtidos confirmam que a metodologia apresentada é um processo razoável para gerar precipitações mensais que preservam as características estatísticas das precipitações históricas.

PALAVRAS-CHAVE : Hidrologia estocástica, séries sintéticas de precipitação, desagregação, método dos fragmentos, geração.

1. INTRODUÇÃO

Cabo Verde situa-se numa vasta zona de clima árido e semi-árido que atravessa África desde o Atlântico ao Mar Vermelho. Esta zona corresponde a uma faixa de altas pressões que se mantém durante a maior parte do ano, desempenhando um papel importante na circulação atmosférica, separando a zona quente da temperada.

O clima de Cabo Verde apresenta algumas afinidades com os climas desérticos quentes, mas distingue-se destes pelas pequenas amplitudes térmicas, maior humidade e periodicidade das chuvas. O oceano e os ventos alísios exercem uma função moderadora na temperatura. A época das chuvas em Cabo Verde ocorre nos meses de Julho a Outubro.

A maior parte da água utilizada em Cabo Verde provém de recursos subterrâneos alimentados pela precipitação. A exploração das águas superficiais é seriamente limitada pelas características do escoamento, geralmente torrencial e pela importante carga de sedimentos transportada. A captação e o armazenamento do escoamento são pouco frequentes. As precipitações encontram-se predominantemente em Agosto e Setembro, período onde se encontram 60% a 80% da precipitação anual.

A Ilha de Santiago, considerada a ilha mais agrícola do país, tem cerca de 991 km^2 de área e forma alongada na direcção Norte-Sul. Há uma vasta gama de climas locais, determinados pela combinação do efeito da altitude com o da orientação das massas do relevo relativamente aos ventos dominantes. Em consequência o litoral é árido, os pontos mais altos têm humidade e vegetação, apresentando a vertente oriental precipitações, contrariamente à vertente ocidental que é seca.

Demonstrando a importância do factor relevo no clima a precipitação anual varia de valores inferiores a 100 mm, em zonas do litoral, para valores superiores a 1000 mm nas zonas de maior altitude. As variações interanuais da precipitação anual são importantes, originando anos praticamente secos e anos pluviosos. Os dados de precipitação, são os praticamente existentes para caracterizar os recursos hídricos disponíveis em Cabo Verde, daí a importância acrescida de modelar as séries de precipitações em Cabo Verde.

2. MODELAÇÃO DAS SÉRIES DE PRECIPITAÇÃO
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A modelação de séries hidrológicas de precipitação apresenta uma dificuldade típica uma vez que ao nível da agregação mensal ou inferior a variável apresenta um número elevado de zeros.

O modelo de desagregação apresenta-se como particularmente vocacionado para este tipo de situação ao ser composto por duas etapas, numa primeira a um nível mais agregado, o anual, em que se efectua a geração e onde não existem zeros; e uma segunda etapa em que se desagregam os valores gerados na anterior nos valores mensais que pode incorporar valores nulos.

A desagregação dos valores anuais em valores mensais utilizando o método dos fragmentos proposto por Svanidze (SANTOS, 1983) ultrapassa este problema uma vez que os zeros são um valor possível de integrar os fragmentos.

Optou-se assim por modelar as séries de precipitação anuais e mensais utilizando-se o modelo de desagregação. O modelo aplicado na geração de séries sintéticas consiste nas seguintes fases:

- Análise da qualidade dos registos de precipitações anuais e determinação dos principais parâmetros estatísticos;
- Verificação da independência das precipitações anuais através da análise do correlograma;

- Geração das séries sintéticas de precipitações anuais em duração igual à da série histórica;
- Aplicação do método dos fragmentos para geração das precipitações mensais por desagregação das precipitações anuais.

2.2 ANÁLISE DA QUALIDADE DOS REGISTOS DE PRECIPITAÇÕES ANUAIS E DETERMINAÇÃO DOS PRINCIPAIS PARÂMETROS ESTATÍSTICOS

A análise da estacionaridade da série de precipitações anuais assenta na identificação de quebras de consistência e homogeneidade, que poderão acontecer em consequência de erros sistemáticos que se verifiquem e de alterações no fenómeno natural traduzido pela grandeza em questão.

Para verificar a consistência procede-se à análise da representação gráfica das precipitações anuais acumuladas em função do tempo. Para verificação da homogeneidade aplica-se o teste geral de homogeneidade de Wald-Wolfowitz (GUTTMAN, 1982).

Os parâmetros estatísticos considerados na caracterização da série de precipitações anuais foram os seguintes:

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i$$

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2$$

$$g_x = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^3}{s_x^3}$$

$$\gamma_k = \frac{1}{n}\sum_{t=1}^{n-k}(x_t - \bar{x})(x_{t-k} - \bar{x})$$

$$r_k = \frac{\gamma_k}{\gamma_0} = \frac{\sum_{t=1}^{n-k}(x_t - \bar{x})(x_{t-k} - \bar{x})}{\sum_{t=1}^{n}(x_t - \bar{x})^2}$$

em que é:

$\bar{x}$ - precipitação anual média

s_x^2 - variância da série

g_x – coeficiente de assimetria

γ_k – autocovariância de incremento k

r_k – coeficiente de autocorrelação de incremento k

n – número de anos da série

2.3 VERIFICAÇÃO DA INDEPENDÊNCIA DA SÉRIE DE PRECIPITAÇÕES ANUAIS

Para verificação da independência temporal das precipitações anuais utiliza-se o teste do correlograma considerando-se que se este apresentar para k≠0 todos os valores no interior dos limites definidos por ANDERSON (1941),as diferenças para zero que se verificarem são explicadas pela variabilidade amostral.

Os limites de probabilidade para o correlograma de séries independentes para um intervalo de confiança de 95% determinam-se pela seguinte equação:

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n-k-1}}{n-k}$$

em que:

n – número de anos da série

k – incremento entre os elementos da série

2.4 GERAÇÃO DAS SÉRIES SINTÉTICAS DE PRECIPITAÇÕES ANUAIS

Verificada a independência da série histórica das precipitações anuais procede-se à geração das séries sintéticas com base no modelo que melhor se adeque às características da série.

No caso de não de não se verificar independência das precipitações anuais, há que recorrer a modelos estocásticos. Se as séries forem temporalmente independentes o modelo a aplicar na geração das séries sintéticas é baseado na distribuição de probabilidade da série histórica.

As séries anuais de precipitação não apresentam usualmente assimetria elevada pelo que a distribuição log-normal a três parâmetros se apresenta como um modelo razoável para ser utilizado. O procedimento para a geração das séries sintéticas é o seguinte:

i.) Aplicam-se logaritmos naturais a todos os valores de precipitação anual subtraídos de uma constante a que é o terceiro parâmetro da distribuição,

$$z_i = \ln(x_i - a)$$

em que a se determina da seguinte forma:

$$a = \overline{x} - \frac{s_x}{c_2}$$

$$c_2 = \frac{1 - w^{2/3}}{w^{1/3}}$$

$$w = \frac{-g_x + \left(g_x^2 + 4\right)^{1/2}}{2}$$

determinam-se os valores da média $\bar{z}$ e do desvio padrão s_z dos z_i.

ii.) Obtém-se a série padronizada u_i dos z_i

$$u_i = \frac{z_i - \bar{z}}{s_z}$$

em que os u_i são normalmente distribuídos com média nula e variância unitária.

iii.) Geram-se valores u_i da variável normal padronizada e invertem-se os passos anteriores para se obterem os valores x_i da série gerada.

2.5 APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS FRAGMENTOS NA DESAGREGAÇÃO DAS SÉRIES ANUAIS PARA SÉRIES MENSAIS

O método dos fragmentos que desagrega os valores anuais nos valores mensais assenta no princípio que em anos com idêntico valor de precipitação a distribuição dentro do ano é também idêntica.

A aplicação do método dos fragmentos faz-se de acordo com a metodologia que a seguir se apresenta

- Determinação dos fragmentos

O fragmento de um dado ano corresponde aos 12 valores obtidos pela divisão das precipitações mensais desse ano pela respectiva precipitação mensal média. Para a série histórica de escoamentos, obtém-se assim, um conjunto de fragmentos igual ao número de anos da série.

- Ordenação dos fragmentos

Os vários fragmentos são então ordenados pelo valor da respectiva precipitação anual e por intervalos de incidência. Se para um dado intervalo se verificar a existência de mais de um fragmento, na fase de geração deve recorrer-se a uma escolha aleatória sem reposição, até se esgotarem os fragmentos existentes após o que se volta ao início.

- Determinação dos valores mensais da precipitação de um dado ano

Para cada valor de precipitação anual gerado, identifica-se o correspondente fragmento. Os valores da precipitação mensal desse ano obtêm-se multiplicando o respectivo valor da precipitação mensal média gerada pelo fragmento escolhido.

Os fragmentos preservam toda a informação relativa às precipitações mensais, nomeadamente, a média, a variância, a assimetria e as covariâncias. Por este facto, a desagregação através do método dos fragmentos é bastante atractiva, uma vez que, preservando as referidas estatísticas relativas à série histórica, executa a preservação implícita da assimetria, o que em outros modelos de desagregação não acontece.

2.6 VERIFICAÇÃO DA QUALIDADE DO AJUSTAMENTO DAS SÉRIES GERADAS

A verificação da qualidade das séries sintéticas de precipitações anuais e mensais é efectuada considerando que estas devem preservar as características estatísticas das séries históricas.

As estatísticas a considerar são a média, o desvio padrão, a assimetria e as correlações.

Os valores dos parâmetros estatísticos das séries geradas preservam os valores históricos se estes estiverem compreendidos no intervalo centrado no valor médio do respectivo parâmetro das séries sintéticas com uma amplitude igual a duas vezes o desvio padrão desse parâmetro.

3. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

A metodologia proposta aplicou-se à estação meteorológica de S. Jorge dos Órgãos que se localiza na bacia hidrográfica da Ribeira Seca na Ilha de Santiago. Os dados existentes, precipitações anuais e precipitações mensais, constituem séries com 59 anos de 1941 a 2000.

Efectuou-se a análise da estacionaridade da série de precipitações anuais de acordo com o apresentado em 2.2 tendo-se concluído que a série se podia considerar estacionária.

A análise de independência temporal da série de precipitações anuais levou a concluir que para se verificar a independência se deve adoptar o ano hidrológico definido no período de 1 de Julho a 30 de Junho do ano seguinte de acordo com o proposto por QUINTELA (1984).

Tendo-se verificado a independência da série de precipitações anuais no ano hidrológico de Cabo Verde passou-se à modelação da referida série pela distribuição log-normal a três parâmetros.

Para verificar a adequação do modelo geraram-se cem séries sintéticas com a mesma extensão da série histórica tendo-se obtido os resultados que se sintetizam no Quadro1.

Quadro 1 – Comparação das estatísticas anuais históricas e geradas

	Média (mm)	Desvio padrão (mm)	Coeficiente de assimetria (–)
Valor histórico	483,4	240,7	0.31
Média dos valores gerados	480,7	231,9	0.29
Desvio padrão dos valores gerados	50,7	34,1	0.27

Verifica-se facilmente pelo Quadro 1 que o critério apresentado em 2.6 é cumprido para todos os parâmetros pelo que as séries geradas se podem considerar como equiprováveis relativamente às séries históricas.

Procedeu-se em seguida à desagregação dos valores anuais gerados pelo método dos fragmentos. Os resultados obtidos apresentaram bom comportamento tendo-se verificado a preservação dos parâmetros estatísticos das séries históricas em todos os meses.

No Quadro 2 apresentam-se como exemplo os resultados para o mês de Agosto.

Quadro 2 – Comparação das estatísticas históricas e geradas para o mês de Agosto

	Média (mm)	Desvio padrão (mm)	Coeficiente de assimetria (–)	Correlação de incremento unitário (–)
Valor histórico	131.1	81.5	0.70	– 0.136
Média dos valores gerados	130.7	81.9	0.70	– 0.10
Desvio padrão dos valores gerados	14.0	8.8	0.10	0.07

4.CONCLUSÕES

Cabo Verde tem recursos hídricos escassos devido à torrencialidade e irregularidade da precipitação, com longos períodos secos alternando com curtos períodos húmidos. A maior utilização da água é na agricultura havendo ainda a necessidade de planear a utilização deste recurso escasso garantindo o seu aproveitamento eficaz.

A utilização de séries temporais hidrológicas sintéticas que permitem diminuir a incerteza nas determinações efectuadas das utilizações requeridas é uma técnica com aceitação no planeamento e gestão de recursos hídricos que se torna especialmente recomendada nas condições de Cabo Verde.

Neste trabalho apresenta-se uma metodologia para gerar séries sintéticas de precipitações mensais utilizando-se o modelo de desagregação.

O modelo de desagregação gera séries sintéticas de precipitação anual, utilizando um modelo apropriado, desagregando a seguir estes valores nas precipitações mensais. O processo é assim composto por dois modelos, um para gerar séries anuais e outro para desagregar estas em séries mensais. Para desagregar os valores anuais em mensais utilizou-se o método dos fragmentos.

A estação meteorológica de S. Jorge dos Órgãos localizada na bacia hidrográfica da Ribeira Seca na Ilha de Santiago foi utilizada para testar o processo de modelação apresentado.

Verificou-se que as precipitações eram temporalmente independentes quando referidas ao ano hidrológico de Cabo Verde que tem início em Julho dum dado ano e terminus em Junho do ano seguinte.

A série de precipitações anuais foi modelada pela distribuição log-normal e três parâmetros. Geraram-se cem séries sintéticas com a mesma duração da série histórica sendo em seguida os valores obtidos desagregados para valores mensais pelo método dos fragmentos.

Verificou-se a preservação das características estatísticas da série anual, média, variância e assimetria bem como a preservação das médias, variância, correlação e assimetria mensais.

Os resultados obtidos confirmam que a metodologia apresentada é um processo razoável para gerar precipitações anuais e mensais que preservam as características estatísticas das precipitações históricas.

Três aspectos revelam as virtualidades da metodologia proposta, primeiro a acomodação de valores nulos ao nível mensal, segundo a reprodução das assimetrias mensais sem necessidade de

procedimento específico e terceiro a variabilidade dos escoamentos mensais dentro do ano foi respeitada. Os três aspectos anteriormente referidos resultam da utilização do método dos fragmentos.

BIBLIOGRAFIA

ANDERSON, R. L. – "Distribution of the Serial Correlation Coefficients". *Annals of Math. Statistics*, Vol.8, nº1, March 1941, pp. 1-13.

GUTTMAN, I., WILKS, S. S., HUNTER, J. S. – *Introductory Engineering Statistics*. John Wiley & Sons, 1982.

QUINTELA, A. C. – "Ano Hidrológico". *Curso Internacional de Hidrologia Operativa*, Direcção Geral dos Recursos e Aproveitamento Hidráulicos, 1984, Vol. II, pp. 544.

SANTOS, E. G. – *Disaggregation Modeling of Hydrologic Time Séries*, Ph. D. Thesis Colorado State University, Fort Collins, Colorado (U.S.A.), 1983.

O ÍNDICE DE PALMER E O ÍNDICE NORMALIZADO DE PRECIPITAÇÃO NA IDENTIFICAÇÃO DE PERÍODOS SECOS

A.A. PAULO; L.S. PEREIRA, E. FERREIRA
Centro de Estudos de Engenharia Rural. Instituto de Agronomia, Universidade Técnica de Lisboa

Resumo:

Uma gestão sustentada dos recursos hídricos está fortemente dependente da percepção do fenómeno da seca e da sua monitorização quer a nível local quer regional. A utilização de índices para avaliar a severidade de uma seca constitui prática corrente. A utilização simultânea de vários índices torna mais fiável a identificação de períodos secos e húmidos. O índice de severidade de seca de Palmer, PDSI, é um dos mais conhecidos e tem sido amplamente utilizado, principalmente nos EUA. Este índice baseia-se no balanço hídrico do solo; no seu cálculo são utilizadas a precipitação, a evapotranspiração potencial, calculada pelo método de Thornthwaite e a capacidade utilizável do solo. Nesta aplicação a evapotranspiração foi também estimada pelo método de Penman-Monteith. O *Standardized Precipitation Index*, SPI, recentemente desenvolvido por McKee e aqui designado por índice normalizado de precipitação, baseia-se na distribuição de probabilidades da precipitação e pode ser calculado em diferentes escalas de tempo. O índice de Palmer e o SPI, calculado em várias escalas de tempo, foram utilizados na identificação e caracterização de secas, na região do Alentejo, no Sul de Portugal. Avaliou-se o efeito da reserva utilizável do solo, sobre o índice de Palmer. Os resultados revelam que a frequência de secas severas e extremas é tanto mais elevada quanto maior for a reserva utilizável do solo. Verifica-se que existe uma boa aderência entre os resultados qualitativos fornecidos pelo índice de Palmer e pelo SPI, numa escala de tempo de 12 meses; em situações extremas o desvio observado é maior.

Palavras-chave: seca, índices de seca, índice normalizado de precipitação, índice de Palmer

1. INTRODUÇÃO

A seca é um fenómeno recorrente normal, que ocorre em quase todas as regiões climáticas e que resulta da ocorrência continuada de precipitação abaixo dos valores normais. Questões relativas à compreensão do fenómeno da seca têm sido abordadas entre outros por Wilhite e Glantz (1987), Tate e Gustard (2000), Maracchi (2000) mostrando a importância relativa às definições e a forma como estas estão particularmente relacionadas com as actividades humanas, o meio e a escala temporal e espacial de análise. Uma seca geralmente é caracterizada através da sua severidade, duração e frequência; a área afectada pelas secas é um indicador da sua importância a nível regional.

Várias metodologias têm sido desenvolvidas e utilizadas na análise de secas. Os índices de seca, baseados numa ou mais variáveis climáticas, são vulgarmente utilizados na identificação e monitorização das secas em várias escalas temporais. Dentre estes destacam-se pela sua utilização mais generalizada o índice de Palmer, PDSI (*Palmer Drought Severity Index*) e mais recentemente o índice normalizado de precipitação, SPI (*Standardized Precipitation Index*). O índice de seca de Palmer (1965) desenvolvido com o objectivo de identificar e avaliar a severidade das secas meteorológicas na região das Great Plains, apesar das limitações apontadas por vários autores (Hayes, 2003; Alley, 1984; Guttmann, 1998) continua a ser largamente utilizado nos EUA. Este índice baseia-se no balanço hídrico do solo; no seu cálculo são utilizadas a precipitação, a evapotranspiração potencial, calculada pelo método de Thornthwaite e a capacidade utilizável do solo. O índice normalizado de precipitação, SPI, embora recentemente desenvolvido por McKee (1993, 1995) tem sido bastante divulgado. Baseia-se na distribuição de probabilidades da precipitação e pode ser calculado em diferentes escalas de tempo. É um índice normalizado, permitindo a comparação entre diferentes locais e climas.

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Dados

A região do Alentejo, onde predomina a agricultura de sequeiro e a floresta, abrange uma área de 27000 km^2. As explorações agrícolas ocupam 69% da área total e a superfície irrigável representa apenas 6% da superfície agrícola total (GPPAA, 2000). Cerca de 26% da população activa trabalha na agricultura;o sector agrícola é responsável por 16% do valor acrescentado bruto na região (1995, INE). A agricultura está fortemente dependente da ocorrência e distribuição da precipitação durante o ciclo de desenvolvimento das culturas. As secas acontecem com alguma frequência, sendo responsáveis por largos prejuízos. A caracterização e previsão das secas, a curto e a longo prazo, tem pois uma importância fundamental para a região, quer na gestão das disponibilidades hídricas quer no dimensionamento de infra-estruturas de armazenamento e distribuição de água.

As estações meteorológicas cujos dados foram utilizados no presente estudo são identificadas no Quadro 1 e Figura 1.

Quadro 1. Identificação e localização das estações meteorológicas

Código da estação	Nome da estação	Latitude (N)	Longitude (W)	Altitude (m)
20O01	Elvas	38º53'	07º 09'	208
22J01	Evora	38º34'	07º54'	309
25J02	Beja	38º01'	07º52'	246
26G01	Alvalade	37º57'	08º24'	61

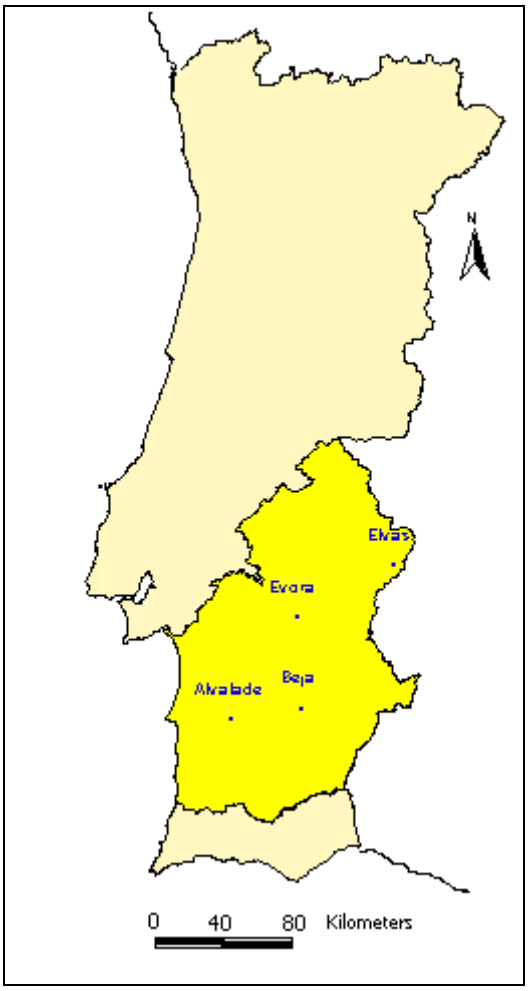


Figura 1. Locais seleccionados no Alentejo onde se calculou o SPI e o índice de Palmer

Estes locais são os únicos onde de momento se dispõe de séries de temperaturas máximas e mínimas que incluem anos mais recentes. Os dados de temperatura disponíveis foram o factor que determinou que o cálculo do índice de Palmer e a análise simultânea dos dois índices de seca se restringisse ao período comum de Janeiro de 1965 a Dezembro de 2000 e aos locais mencionados.

No cálculo do índice de Palmer utilizam-se dados mensais de temperatura, para a estimativa da evapotranspiração potencial, dados de precipitação e valores da capacidade utilizável do solo. O SPI apenas necessita para o seu cálculo de dados mensais de precipitação. Como dispomos de séries mais longas de precipitação (Outubro de 1931 a Dezembro de 2000) o SPI foi calculado para desse período embora apenas se analise o período comum ao de cálculo dos dois índices.

Estudou-se a aleatoriedade das séries anuais de precipitação, verificando a homogeneidade da média e da variância (testes de Mann-Whitney), a ausência de tendência (teste de Mann-Kendall) e de autocorrelação (teste τ de Kendall). Nestes testes, realizados recorrendo a *software* desenvolvido por Matias (1998), considerou-se um nível de significância α=0.05. Os valores em falta, quer nas séries de precipitação quer nas séries de temperaturas máximas e mínimas, foram estimados através de modelos lineares, designados genericamente por modelos MOVE (Maintenance of Variance Extension), que relacionam a série a preencher com uma série de referência. Estes modelos completam a série por forma a preservar nesta as propriedades estatísticas dos dados da série de referência, nomeadamente a variância e estatísticas de ordem extremas (Hirsch, 1982; Vogel e Stedinger, 1985).

A reserva utilizável do solo, RU, é um parâmetro de entrada no cálculo do PDSI. Este parâmetro físico apresenta uma grande variabilidade entre locais. No entanto para efeitos do estudo da seca pode

tomar-se para RU um valor médio representativo da área em estudo. Pimenta e Cristo (1998) calcularam o índice de Palmer para o território português, no período de 1941-1992, considerando um valor médio de RU=150 mm. No plano de bacia do Guadiana (2000) e a propósito da análise de situações extremas, o trigo foi escolhido como cultura típica de sequeiro e a sua quebra de produtividade foi estimada através de um modelo que se baseia no balanço hídrico do solo, o qual se admite ter, em média, uma profundidade de 1,10 m e uma capacidade utilizável de 100mm/m. Após verificar o efeito de diferentes valores de capacidade utilizável sobre o índice de Palmer e sobre a identificação e categorização de períodos secos, adoptou-se uma capacidade utilizável de 150 mm à semelhança de Pimenta e Cristo (1998).

2.2 ÍNDICES DE SECA

Indice normalizado de precipitação

O *Standardized Precipitation Index* (SPI) foi desenvolvido por McKee et al. (1993, 1995) com o objectivo de identificar os eventos secos e avaliar a sua severidade, em múltiplas escalas temporais. O índice baseia-se na distribuição de probabilidades da precipitação e traduz o desvio das condições 'normais'. Embora tenha sido concebido para a identificação de períodos secos também pode ser usado na identificação de períodos anormalmente húmidos. A escolha da escala temporal usada para o cálculo do índice relaciona-se com as repercussões da seca sobre os diferentes sectores de actividade e sobre os recursos hídricos. Quando começa uma seca os seus efeitos fazem-se sentir de imediato sobre a agricultura, a qual depende directamente do armazenamento de água do solo. As actividades que dependem das reservas superficiais podem ou não vir a ser afectadas posteriormente. As actividades dependentes de reservas subterrâneas geralmente são as últimas a ser afectadas. Quando as condições normais de precipitação são restabelecidas, a reposição de água faz-se no sentido inverso: primeiro a reserva de água no solo, seguindo-se o restabelecimento dos caudais dos cursos de água e do nível dos reservatórios e lagos e por último das reservas subterrâneas. O tempo de recuperação depende da duração da seca, da sua severidade e da precipitação verificada após o seu término. Escalas de tempo mais curtas ou mais longas reflectem o desfasamento na resposta dos diferentes recursos hídricos às anomalias de precipitação. À medida que a escala temporal aumenta, o SPI responde mais lentamente a mudanças na precipitação (McKee *et al*., 1993). Se o SPI calculado numa escala de tempo de 3 meses indica, para um dado mês, uma situação de défice isso significa que a precipitação acumulada nos últimos 3 meses é inferior à precipitação histórica correspondente aos meses em causa. A escala de tempo de 3 meses poderá ser a mais adequada para avaliar a seca agrícola pois a agricultura é uma actividade que é afectada quase imediatamente por situações de défice hídrico. Uma escala de tempo mais longa (12 ou 24 meses) é mais adequada para avaliar as anomalias de caudais dos cursos de água.

O processo de cálculo do SPI resume-se da seguinte forma: i) cálculo das precipitações acumuladas em cada mês, para a escala de tempo escolhida; ii) ajustamento de 12 funções de distribuição às precipitações acumuladas, para cada um dos meses do calendário; iii) estimativa dos valores da função de distribuição correspondentes aos valores observados de precipitação acumulada; iv) transformação das probabilidades acumuladas obtidas, usando a função de distribuição normal reduzida, em valores do SPI o qual corresponde à variável normal reduzida. No presente estudo e à semelhança do preconizado por McKee et al (1993, 1995) adoptou-se a distribuição gama a dois parâmetros. A função densidade de probabilidade da distribuição gama a 2 parâmetros é definida por

$$f(x) = \frac{1}{\beta^{\alpha}\Gamma(\alpha)} x^{\alpha-1} e^{-\frac{x}{\beta}} \quad , \; x > 0 \qquad [1]$$

sendo α o parâmetro de forma (α>0), β o parâmetro de escala (β>0) e

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^\infty y^{\alpha-1} e^{-y}\, dy \qquad [2]$$

a função gama. Os parâmetros α e β, estimados pelo método da máxima verosimilhança obtêm-se pelas seguintes expressões (Clarke, 1973):

$$\hat{\alpha} = \frac{1+\sqrt{1+\frac{4}{3}A}}{4A} \qquad [3]$$

$$\hat{\beta} = \frac{x}{\hat{\alpha}} \qquad [4]$$

com

$$A = \ln \bar{x} - \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} \ln x_i \qquad [5]$$

e *n* número de observações. Uma vez que a função de densidade de probabilidade só está definida para x>o, quando num dado mês se verificam valores nulos de precipitação total, a probabilidade acumulada obtém-se então por (Haan, 1977):

$$F(x) = q + (1-q)F^*(x) \qquad [6]$$

sendo *F*(x)* a função de distribuição estimada a partir das observações não nulas e *q* a proporção de zeros na amostra. O índice normalizado de precipitação, SPI, é então obtido por

$$SPI = \phi^{-1}(F(x)) \qquad [7]$$

sendo ϕ a função de distribuição normal reduzida.

O SPI obtido para cada mês é classificado no que respeita à severidade de acordo com o Quadro 2.

Uma seca ocorre sempre que o SPI é continuamente negativo e atinge uma severidade em que o SPI<=-1. O evento termina quando o SPI se torna positivo. A *duração* de uma seca corresponde ao número de meses que decorrem entre o seu início e fim e cada mês em que o evento persiste é caracterizado por uma dada *severidade*. O início de uma seca é identificado por um procedimento retroactivo: a seca só se confirma quando, numa série continuada de valores negativos o SPI atinge o valor –1. A soma dos valores mensais do SPI durante o evento seco designa-se por *magnitude* da seca; a *intensidade* da seca obtém-se através do quociente entre a magnitude e a duração

Quadro 2 Classificação dos valores de SPI e tempo na categoria

SPI	Categoria de seca	Tempo na categoria
0 a –0.99	Seca ligeira	24.0%
–1.00 a –1.49	Seca moderada	9.2%
–1.50 a –1.99	Seca severa	4.4%
≤ –2.00	Seca extrema	2.3%
		40.0%

(Fonte: McKee *et al*, 1995)

Indice de Palmer

O índice de Palmer, PDSI, foi desenvolvido por W.C. Palmer (1965) como um índice meteorológico para identificar e avaliar a severidade da seca. Os desvios entre a precipitação ocorrida num dado intervalo de tempo e a precipitação considerada "normal" são convertidos em índices de anomalia de humidade e posteriormente transformados no índice de Palmer, ao qual é atribuída uma classificação em termos de severidade.

O cálculo do PDSI inicia-se com um balanço hídrico do solo, geralmente efectuado numa base mensal, usando séries históricas de precipitação e de temperaturas mensais. A evapotranspiração, estimada pela método de Thornthwaite, recorrendo à temperatura média mensal, é utilizada como uma medida da procura climática de humidade. Para efeitos de balanço, o solo considera-se arbitrariamente dividido em duas camadas. Assume-se que a camada superficial, independentemente do tipo de solo, tem uma reserva utilizável de 25 mm. É esta camada que recebe a precipitação e a partir da qual se dá a evapotranspiração. A reserva utilizável do solo na camada inferior depende das características médias do solo para a região em causa. Considera-se que a evapotranspiração decorre à sua taxa potencial até ao esgotamento da água utilizável da camada superficial. Só quando a água disponível na camada superficial se esgota é que se verifica a remoção de água da camada inferior. Do mesmo modo se assume que só se inicia a recarga na camada inferior quando a camada superficial atinge a capacidade de campo. O escoamento superficial só ocorre se ambas as camadas atingem a capacidade utilizável. Todos os termos do balanço hidrológico, incluindo a evapotranspiração potencial, a recarga e a perda de água em ambas as camadas do solo e o escoamento superficial são estimados a partir dos dados de precipitação e temperatura. No balanço são introduzidos mais três termos potenciais, expressando uma hipotética condição máxima: a recarga potencial, a perda potencial e o escoamento potencial. O cálculo do PDSI no período *i* baseia-se no índice de anomalia de humidade, z_i, que se obtém multiplicando o desvio d_i pela característica climática k_j do mês *j* correspondente ao período *i*

$$z_i = k_j d_i \qquad [8]$$

onde d_i é o desvio entre a precipitação actual, P_i , e a precipitação que deveria ocorrer dadas as condições climáticas médias, $\hat{P}_i$.

$$d_i = P_i - \hat{P}_i \qquad [9]$$

Esta precipitação, $\hat{P}_i$, é designada por Palmer por precipitação CAFEC (Climatically Appropriate For Existing Conditions) e obtida por

$$\hat{P}_i = \alpha_j ETP_i + \beta_j PR_i + \gamma_j PRO_i - \delta_j PL_i \qquad [10]$$

em que:

ETP_i evapotranspiração potencial no período *i*
PR_i recarga potencial da humidade do solo no período *i*
PRO_i escoamento potencial no período *i*
PL_i perda potencial de humidade do solo no período *i.*

e $\alpha_j,\ \beta_j, \gamma_j, \delta_j$ são coeficientes climáticos.

Os coeficientes climáticos são as razões entre as médias dos valores actuais e potenciais da evapotranspiração, da recarga , do escoamento e da perda. São calculados separadamente para cada mês do ano por:

$$\alpha_j = \overline{ET}_j \big/ \overline{ETP}_j$$
$$\beta_j = \overline{R}_j \big/ \overline{PR}_j$$
$$\gamma_j = \overline{RO}_j \big/ \overline{PRO}_j$$
$$\delta_j = \overline{L}_j \big/ \overline{PL}_j \qquad [11]$$

Para a obtenção do índice de Palmer no período *i* são calculados três índices intermédios, X_1, X_2 e X_3 . X_1 indica a severidade de um evento húmido que pode ou não estar a estabelecer-se, X_2 a severidade de um evento seco que pode ou não estar a iniciar-se e X_3 a severidade do evento em curso. Estes índices calculam-se através da equação:

$$X_i = 0.897 X_{i-1} + z_i / 3 \qquad [12]$$

O PDSI actual, X_i, é escolhido de entre os três índices de acordo com algumas regras de operação mais ou menos complexas (Palmer, 1965; Alley, 1984), usando um procedimento recursivo. A classificação dos valores do PDSI é apresentada no Quadro 3. Na última coluna figuram as categorias atribuídas e usadas posteriormente para a comparação dos dois índices. A *duração* de uma seca corresponde ao número de meses que decorrem entre o seu início e fim. Considerou-se nesta aplicação que o início da seca tem lugar quando o PDSI atinge valores inferiores ou iguais a –1 e termina quando o PDSI>-1. A *severidade*, em cada mês, resulta do valor do PDSI. A *intensidade* da seca corresponde ao valor médio do PDSI enquanto o evento seco persiste.
Embora a equação de Thornthwaite tenha sido incorporada por Palmer no PDSI para o cálculo da evapotranspiração potencial, o método da FAO Penman-Monteith, é recomendado desde 1990 (Allen et al., 1998) como único método padrão para a definição e o cálculo da evapotranspiração de referência. Este método requer dados de radiação, temperatura do ar, humidade do ar e velocidade do vento. As directivas mais recentes da FAO aconselham procedimentos alternativos para o cálculo da evapotranspiração, com estimação de parâmetros climáticos ou recorrendo a informação regional (Allen et al., 1998, Pereira e Allen, 1999) quando não estão disponíveis todas as variáveis. Optou-se por estimar a evapotranspiração utilizando esses procedimentos, recorrendo apenas às temperaturas máximas e mínimas, uma vez que as séries de insolação e velocidade do vento apresentam cerca de 10% de falhas em Elvas e não estão disponíveis em Alvalade e a humidade relativa foi obtida às 9h da manhã em Elvas, onde apresenta 9% de falhas, às 6 h da manhã em Évora e Beja, e não está disponível em Alvalade.

Quadro 3. Classificação do índice de Palmer

PDSI	Categorias do índice de Palmer	Categorias de seca atribuídas
≥ 4.00	Extremamente húmida	Não seca

PDSI	Categorias do índice de Palmer	Categorias de seca atribuídas
3.00 to 3.99	Muito húmida	Não seca
2.00 to 2.99	Moderadamente húmida	Não seca
1.00 to 1.99	Ligeiramente húmida	Não seca
0.50 to 0.99	Humidade incipiente	Não seca
0.49 to –0.49	Quase Normal	Não seca
–0.50 to –0.99	Seca incipiente	Não seca
–1.00 to –1.99	Seca ligeira	Seca ligeira
–2.00 to –2.99	Seca moderada	Seca moderada
–3.00 to –3.99	Seca severa	Seca severa
≤ –4.00	Seca extrema	Seca extrema

Escolheu-se um período de calibração para obtenção dos coeficientes climáticos $\alpha_j, \beta_j, \gamma_j, \delta_j$ coincidente com o período da análise, de1965 a 2000. As condições iniciais de armazenamento de água no solo e os valores iniciais de X_1, X_2 e X_3 influenciam os valores obtidos para o PDSI durante um período de tempo mais ou menos longo. Por esse motivo devem desprezar-se os valores do PDSI obtidos nos meses iniciais. Uma vez que as séries temporais do PDSI são curtas optou-se por utilizar as séries referentes a todo o período de cálculo arbitrando valores iniciais para o volume de água armazenado no solo e para X_1, X_2 e X_3 de acordo com as indicações fornecidas pelo SPI, calculado desde 1932 (Paulo et al, 2003).

3. RESULTADOS

3.1 Sensibilidade do PDSI à capacidade utilizável do solo e ao método de cálculo da evapotranspiração

As séries do índice de Palmer foram calculadas utilizando a evapotranspiração estimada pelos dois métodos, Thornthwaite e FAO Penman-Monteith.

O índice de Palmer obtido com a ETP de Thorthwaite revela sistematicamente uma maior frequência de meses húmidos ou normais e de meses de seca extrema. Noutras categorias de seca não existe nenhum padrão sistemático. No entanto deve ter-se em conta que na classificação dos índices de seca valores muito semelhantes podem ser incluídos em classes adjacentes distintas. As séries do PDSI calculadas nos quatro locais para uma reserva utilizável do solo de 150 mm e para os dois métodos de estimação da evapotranspiração são apresentadas na Figura 2.

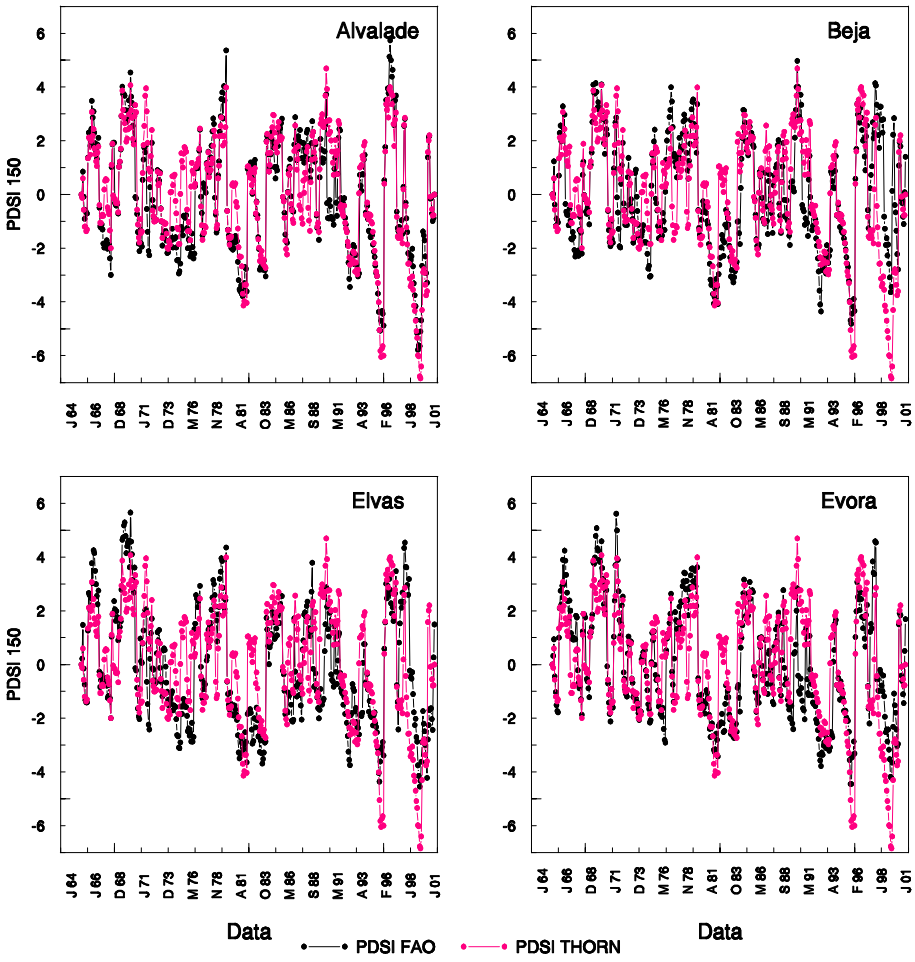


Figura 2. Séries do PDSI obtidas com a evapotranspiração potencial calculada pelos métodos de Thornthwaite e de Penman-Monteith-FAO56, considerando RU=150mm, em quatro locais do Alentejo

Ao simular o índice de Palmer nos locais estudados considerando diferentes valores de RU pretendeu-se avaliar o efeito da reserva utilizável do solo sobre as frequências observadas nas categorias de seca consideradas. Verificou-se que, para as mesmas condições climáticas, reservas utilizáveis mais elevadas conduzem a frequências mais elevadas de secas severas e extremas. Estes resultados, obtidos a partir da evapotranspiração calculada pelo método da FAO Penman-Monteith, apresentam-se na Figura 3.

Para futuras comparações com o SPI, adoptou-se o PDSI calculado com a evapotranspiração obtida pela metodologia proposta pela FAO e um solo com capacidade utilizável de 150 mm, que se admite ser representativa, em termos médios, dos solos nos locais estudados.

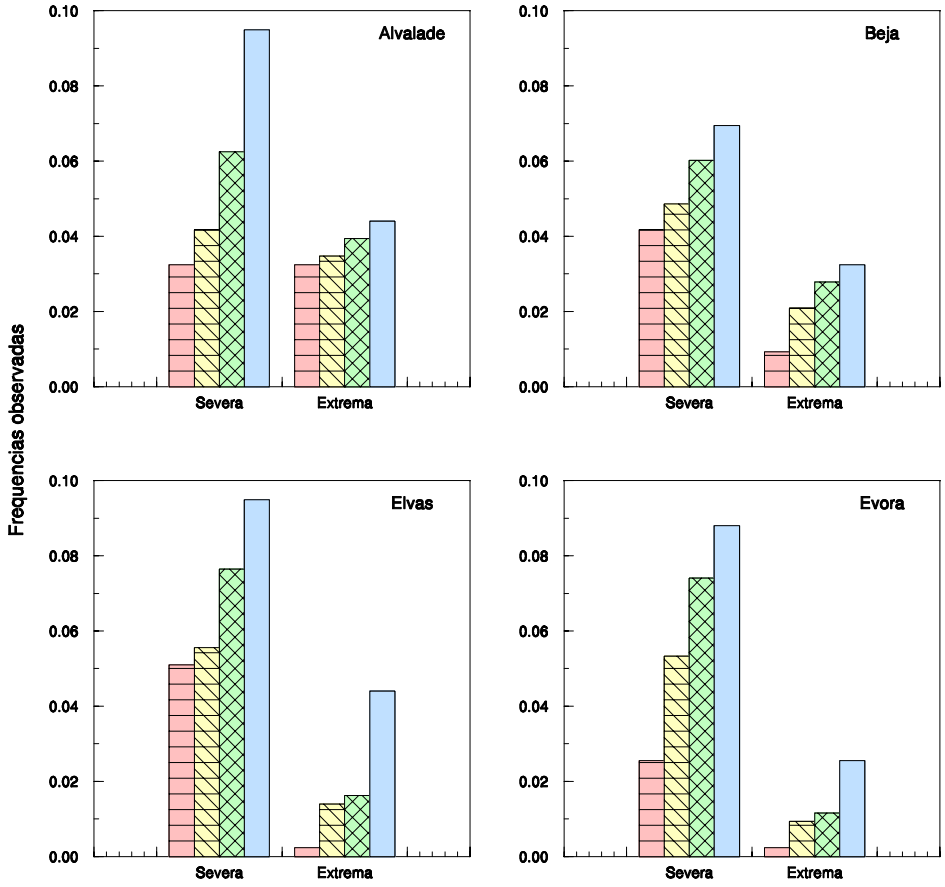


Figura 3. Frequência de secas severas e extremas identificadas pelo PDSI (ETP-FAO56) em quatro locais do Alentejo, para RU

3.2 Correspondência entre o índice de Palmer e o SPI em diferentes escalas de tempo

As tabelas de contingência (Quadro 4) mostram a classificação simultânea da severidade da seca nos meses observados considerando o PDSI e o SPI calculado para três escalas de tempo, 3, 6 e 12 meses. Quanto maior for a correspondência entre a informação fornecida pelo PDSI e pelo SPI, numa dada escala de tempo, maior será a concentração das observações na diagonal da tabela. Uma correspondência perfeita entre os dois índices traduzir-se-ia numa tabela de contingência diagonal. A escala de tempo de 12 meses do SPI é a que apresenta uma melhor correspondência com o PDSI no que respeita à categorização das secas, conforme se pode observar no Quadro 4. Verifica-se também que o número de meses classificados simultaneamente pelo PDSI em "Não seca" e pelo SPI-12 meses em "Seca Ligeira" é sempre mais elevado do que a situação inversa. Supõe-se que o SPI-12 meses poderá detectar primeiro situações de seca ainda não identificadas pelo PDSI. Ao contrário das conclusões apresentadas por Guttman (1998) que refere a sobreavaliação da frequência de secas severas e extremas como uma das limitações do PDSI observa-se que estas frequências apresentam valores semelhantes para os dois índices, quando se considera o SPI numa escala de tempo de 12 meses. No entanto, esta semelhança em parte pode dever-se ao facto de o PDSI ter sido obtido

usando o método da FAO Penman-Monteith em vez do método de Thornthwaite no cálculo da evapotranspiração.

Quadro 4. Classificação cruzada do índice de Palmer e do SPI em 3 escalas de tempo, no período 1965-2000 (número de meses observados)

		SPI - 3 meses					SPI - 6 meses					SPI -12 meses				
		N	0	1	2	3	N	0	1	2	3	N	0	1	2	3
PDSI	Total	Estação: Alvalade														
N	261	213	30	16	1	1	229	22	8	0	2	216	36	6	2	1
0	83	37	27	13	3	3	25	44	10	4	0	26	48	8	1	0
1	55	12	21	14	3	5	5	17	19	10	4	8	16	21	10	0
2	18	4	4	5	2	3	1	3	4	7	3	0	1	3	9	5
3	15	0	6	3	2	4	0	1	3	2	9	0	0	0	0	15
Total	432	266	88	51	11	16	260	87	44	23	18	250	101	38	22	21
PDSI	Total	Estação: Beja														
N	268	214	42	9	2	1	228	34	5	0	1	218	44	6	0	0
0	94	27	36	18	8	5	39	32	18	5	0	37	50	7	0	0
1	40	19	7	7	5	2	12	13	14	1	0	0	19	13	8	0
2	21	3	13	1	2	2	0	4	6	6	5	0	0	8	7	6
3	9	0	4	3	2	0	0	0	0	8	1	0	0	0	5	4
Total	432	263	102	38	19	10	279	83	43	20	7	255	113	34	20	10
PDSI	Total	Estação: Elvas														
N	245	204	27	9	5	0	213	28	2	2	0	190	52	3	0	0
0	94	46	28	10	7	3	30	47	14	2	1	29	53	11	1	0
1	63	17	21	11	6	8	9	18	21	9	6	9	19	25	8	2
2	24	5	4	6	6	3	0	3	7	13	1	0	0	8	12	4
3	6	0	0	2	3	1	0	0	0	5	1	0	0	1	2	3
Total	432	272	80	38	27	15	252	96	44	31	9	228	124	48	23	9
PDSI	Total	Estação: Évora														
N	257	214	27	10	4	2	203	45	8	0	1	194	58	5	0	0
0	92	23	33	21	7	8	18	40	25	9	0	28	47	12	5	0
1	56	19	15	13	5	4	8	17	16	12	3	3	11	19	23	0
2	23	8	7	6	1	1	1	8	10	3	1	0	1	8	11	3
3	4	2	1	0	0	1	0	2	0	2	0	0	0	0	3	1
Total	432	266	83	50	17	16	230	112	59	26	5	225	117	44	42	4

N. Não Seca 0. Seca Ligeira 1. Seca Moderada 2. Seca Severa 3. Seca Extrema

A evolução do índice de Palmer (ETP calculada pelo método FAO e RU=150 mm) e do SPI numa escala de tempo de 12 meses é apresentada nas Figuras 4.a e 4.b. Pode observar-se que existe consistência entre os resultados fornecidos pelos dois índices.

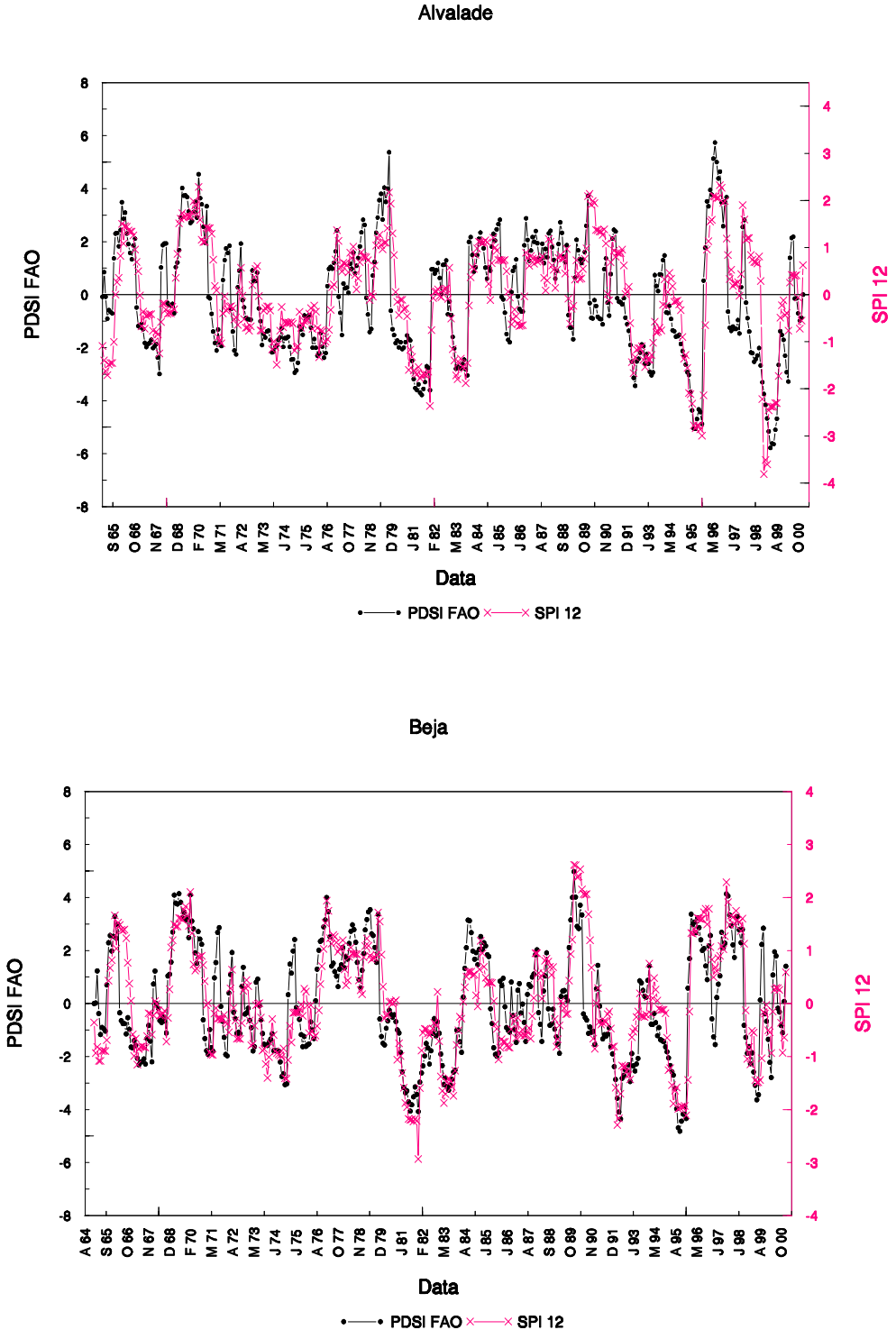


Figura 4.a. PDSI calculado para ETP-FAO56 e RU=150mm e SPI numa escala de tempo de 12 meses em Alvalade e Beja no período de 1965-2000

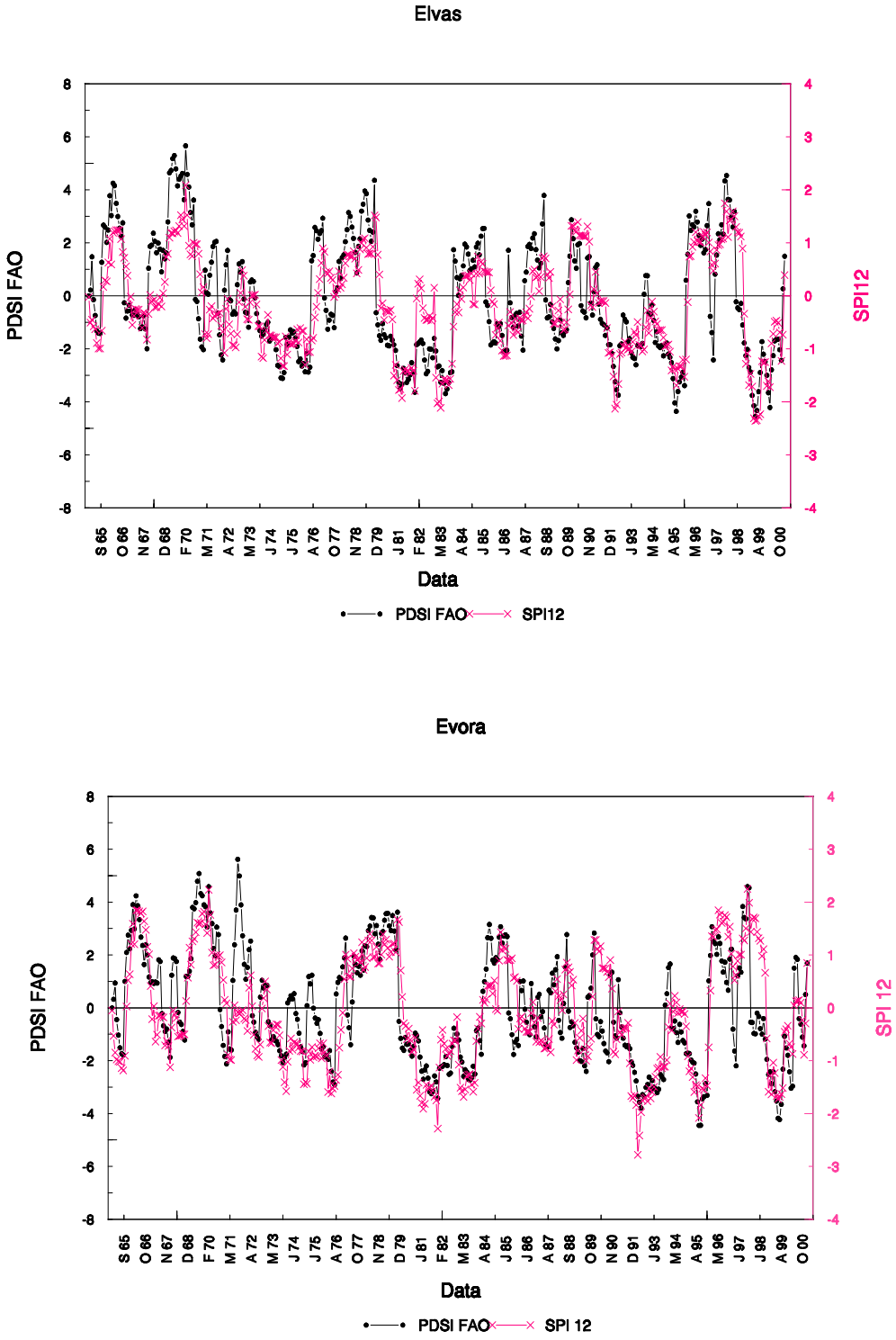


Figura 4.b. PDSI calculado para ETP-FAO56 e RU=150mm e SPI numa escala de tempo de 12 meses em Elvas e Évora no período de 1965-2000

3.3 Identificação dos períodos secos pelos índices de Palmer e SPI

As três secas mais severas, identificadas nos quatro locais, quer pelo índice de Palmer, estimando a evapotranspiração pelo método FAO e considerando uma reserva utilizável do solo de 150 mm quer

pelo SPI numa escala de tempo de 12 meses são apresentadas, por ordem decrescente de severidade no Quadro 5. Existe uma coincidência temporal na identificação pelos dois índices da seca mais severa em Elvas, Évora e Alvalade. Em Beja, a seca mais severa identificada pelo SPI corresponde à segunda seca mais severa identificada pelo PDSI. No entanto mesmo as secas com menor severidade são identificadas pelos dois índices, embora por vezes com um grau de importância diferente.

Quadro 5. Características das três secas mais severas, identificadas pelo índice de Palmer (RU=150mm, ETP FAO56) e pelo SPI (12 meses), por ordem decrescente de severidade.

Estação	Palmer			SPI-12 meses		
	Período de Seca	Duração (meses)	Severidade da Seca	Período de Seca	Duração (meses)	Severidade da Seca
Elvas	Out 98 – Out 00	25	-2.71	Nov 98 – Nov 00	25	-1.35
	Abr 94 – Out 95	20	-2.61	Dez 82 – Fev 84	15	-1.34
	Dez 79 – Out 83	48	-2.43	Fev 79 – Dez 81	23	-1.06
Évora	Jun 91 – Jul 93	26	-2.63	Dez 90 – Out 93	35	-1.21
	Out 98 – Mar 00	18	-2.62	Nov 98 – Mar 00	17	-1.12
	Jul 94 – Out 95	16	-2.61	Fev 80 – Fev 84	49	-1.09
Beja	Jun 94 – Out 95	17	-2.99	Out 80 – Out 82	25	-1.31
	Nov 80 – Ago 82	22	-2.70	Dez 82 – Fev 84	15	-1.21
	Nov 91 – Abr 93	18	-2.65	Mai 94 – Dez 95	20	-1.20
Alvalade	Mar 98 – Mar 00	25	-3.26	Nov 98 – Mar 00	10	-1.86
	Abr 94 – Out 95	19	-3.10	Mai 94 – Dez 95	10	-1.62
	Dez 79 – Nov 81	24	-2.53	Dez 82 – Dez 83	12	-1.34

4. CONCLUSÕES

O índice de Palmer revelou-se particularmente sensível ao método de cálculo da evapotranspiração. Uma maior frequência de situações extremas foi obtida quando se utilizou o método de Thorthwaite no seu cálculo. A reserva utilizável do solo também se reflecte nos valores do PDSI, embora de forma menos acentuada. O valor mais baixo de RU testado, 100 mm, é geralmente inferior à precipitação mensal, pelo que a variação mensal de armazenamento de água utilizável no solo, embora possa ser elevada poucas vezes toma o valor máximo de 100 mm. Os resultados referentes ao índice de Palmer e ao Índice Normalizado de Precipitação indicam que se obtém uma maior concordância entre os dois índices quando a evapotranspiração, no caso do PDSI, é calculada pelo método da FAO Penman-Monteith e a escala de tempo de 12 meses é incorporada no cálculo do SPI. O SPI apresenta como vantagens necessitar apenas de dados de precipitação e ser normalizado no espaço e no tempo, permitindo a comparação entre locais. O índice de Palmer fornece indicações quanto ao armazenamento de água no solo que poderão vir a ser calibradas com resultados de outros modelos de balanço hídrico, em que seja tida em conta a vegetação da região. Os resultados deste estudo revelam-se promissores na identificação e caracterização das secas. O índice de Palmer deverá ser calibrado para as condições locais. A utilização simultânea de vários índices e a compreensão da forma como se comportam espacialmente e em escalas temporais distintas permitirá uma melhor caracterização e monitorização das secas.

AGRADECIMENTOS

Os dados de precipitação utilizados neste estudo foram disponibilizados pelo Instituto da Água (INAG).

BIBLIOGRAFIA

ALLEY, W. M. (1984). The Palmer Drought Severity Index: limitations and assumptions. *Journal of Climate and Applied Meteorology*, 23:1100-1109.

ALLEN R.G.; PEREIRA L.S.; RAES D.; SMITH M. (1998) *Crop Evapotranspiration. Guidelines for Computing Crop Water Requirements*. FAO Irrig. Drain. Pap. 56, FAO, Rome, 300p.

CLARKE, R.T. (1973). *Mathematical models in hydrology*. FAO Irrig. Drain. Pap. 19, FAO, Rome.

GPPA (2000). Agricultura do Alentejo: principais indicadores. Min. da Agricultura, Desenvolvimento Rural e Pescas.

GUTTMAN, N.B. (1998). Comparing the Palmer drought index and the standardised precipitation index. *J. Am. Water Res. Assoc.*, 34(1), pp. 113-121.

HAAN, C.T. (1977). *Statistical Methods in Hydrology*. Iowa State University Press.

HAYES, M., (2003). Drought indices*. National Drought Mitigation Center home page*, Lincoln, Nebraska.

HIRSCH, R. M. (1982). A comparison of four streamflow record extension techniques. *Water Resour.Res.* 18(4): 1081-1088.

INAG, 2000. Plano de Bacia Hidrográfica do Rio Guadiana. Vol I: Síntese da Análise e Diagnóstico da Situação Actual, Rev.1, 18-12-2000.

MARACCHI, G. (2000). Agricultural drought – a practical approach to definition, assessment and mitigation strategies. In: J.J. Vogt and F. Somma (eds.) *Drought and Drought Mitigation in Europe*. Kluwer Acad. Publ., Derchrecht, pp. 63-75.

MATIAS, P.G. (1998). Análise de Frequência de Séries Hidrológicas Anuais. DER/ISA, Lisbon.

McKEE, T. B.; DOESKEN, N.J.; KLEIST, J. (1993). The relationship of drought frequency and duration to time scales. Em: *8th Conference on Applied Climatology*. Am. Meteor. Soc., Boston, pp. 179-184.

McKEE, T. B.; DOESKEN, N. J.; KLEIST, J. (1995). Drought monitoring with multiple time scales. Em*: 9th Conference on Applied Climatology*, Am. Meteor. Soc., Boston, pp. 233-236.

PALMER, W. (1965). *Meteorological Drought*. U.S. Weather Bureau, Res. Paper N^0 45,Washington.

PAULO, A. A.; PEREIRA, L. S.; MATIAS, P. G. (2003). Analysis of local and regional droughts in southern Portugal using the theory of runs and the Standardised Precipitation Index. In: G. Rossi, A. Cancelliere, L. S. Pereira, T. Oweis, M. Shatanawi, A. Zairi (Eds.) *Tools for Drought Mitigation in Mediterranean Regions*, pp. 55-78. Kluwer, Dordrecht.

PEREIRA, L.S.; ALLEN R.G. (1999). Crop Water Requirements. Chapter 5.1 of *CIGR Handbook of Agricultural Engineering, Vol. I: Land and Water Engineering*, ASAE, St. Joseph, MI: 213-262.

PIMENTA, R.E.; CRISTO, F.P. (1998). Vigilância, acompanhamento e predição da evolução das secas em Portugal Continental. Em: 4º Congresso da Água, Assoc. Portuguesa dos Recursos Hídricos,/Assoc. Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, Lisboa.

TATE, E.L.; GUSTARD, A. (2000). Drought definition: a hydrological perspective. In: J.J. Vogt and F. Somma (eds.) *Drought and Drought Mitigation in Europe*. Kluwer Acad. Publ., Dordrecht, pp. 23-48.

VOGEL, R. M.; J. R. Stedinger (1985). Minimum variance streamflow record augmentation procedures. *Water Resour. Res.* 21(5): 715-723.

WILHITE, D.A.; GLANTZ, M.H. (1987). Understanding the drought phenomenon: the role of definitions. In: D. A. Wilhite, W. E. Easterling and D. A. Wood (eds.) *Planning for Drought, Toward a Reduction of Societal Vulnerability*. Westview Press, Boulder, pp. 13-27.

MODELAÇÃO DE CHEIAS EM TIMOR LESTE

Aplicação de Sistemas de Informação Geográfica

Mónica C. CALÇADA
Engenheira do Território, +351-21-7740948, monica.costa@clix.pt
Maria M. PORTELA
Professora Auxiliar, IST, Av. Rovisco Pais 1049-001, Lisboa, +351-21-8418142, mps@civil.ist.utl.pt
João MATOS
Professor Auxiliar, IST, Av. Rovisco Pais 1049-001, Lisboa, +351-21-8418351, jmatos@civil.ist.utl.pt

RESUMO

Apresentam-se alguns dos modelos aplicados e dos resultados obtidos no âmbito da caracterização de cheias em de Timor Leste baseada na integração dos modelos hidrológicos implementados no programa *HEC Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS) com Sistemas de Informação Geográfica (SIG), mediante utilização da extensão CRWR-PrePro para *ArcView*, MAIDMENT *et al.* (1998).

A abordagem adoptada compreendeu uma primeira fase, em que os parâmetros morfológicos foram extraídos do modelo digital do terreno (MDT) e, conjuntamente com os dados hidrológicos, importados para o programa HEC-HMS; uma segunda fase correspondente ao processamento dos resultados do programa HEC-HMS, designadamente, dos caudais de ponta das cheias centenárias e uma terceira fase em que se estabeleceram relações entre aqueles caudais e as áreas das bacias hidrográficas a que respeitam. Não obstante o rigor destas relações ser inferior ou desejável, como resultado das aproximações introduzidas face à insuficiência de dados, hidrológicos e outros, no território, afiguram-se, contudo, adequadas à obtenção de estimativas preliminares dos caudais de ponta das cheias centenárias em bacias hidrográficas de Timor Leste.

O estudo efectuado exigiu um esforço considerável de identificação, recolha, digitalização e processamento da informação hidrológica disponível no território. Tal informação, que se verificou ser estritamente pluviométrica, incluiu precipitações máximas anuais, necessárias à análise de cheias, e precipitações mensais que foram utilizadas para estabelecer o ano hidrológico, bem como para fornecer uma caracterização geral do País. Houve também que investir muito significativamente na obtenção da carta do número de escoamento no território, por constituir um elemento de base fundamental da metodologia adoptada na análise de cheias.

Palavras-chave: Modelo digital do terreno, extensão CRWR-PrePro, programa HEC-HMS, parâmetro morfológico, caudal específico de ponta de cheia.

1 INTRODUÇÃO

Apresentam-se alguns dos procedimentos e resultados da análise de cheias efectuada para a parte ocidental de Timor Leste com base na integração dos modelos hidrológicos implementados no programa *HEC Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS) (*Hydrologic Engineering Center*, 2002) com Sistemas de Informação Geográfica (SIG), de acordo com a metodologia proposta pelo *Center for Research in Water Resources* (CRWR), da Universidade do Texas, MAIDMENT *et al.* (1998).

Em linhas gerais, o estudo compreendeu as seguintes etapas:

1) Geração automática de bacias hidrográficas a partir do modelo digital do terreno, MDT utilizando para o efeito o programa *ArcView*, extensão CRWR-PrePro.
2) Obtenção, para as bacias geradas, dos valores dos parâmetros morfológicos e hidrológicos e dos dados hidrológicos a introduzir no programa HEC-HMS, utilizando, naquele primeiro caso, também o programa *ArcView*, extensão CRWR-PrePro.
3) Modelação de cheias centenárias com o programa HEC-HMS.
4) Estabelecimento de relações aplicáveis à estimativa preliminar dos caudais de ponta das cheias centenárias em Timor Leste.

Algumas das anteriores etapas não foram desenvolvidas com o pormenor e rigor inicialmente previstos e desejáveis, fundamentalmente em consequência da menor qualidade dos dados geográficos disponíveis e da inexistência de alguns registos de variáveis hidrológicas, como se anotará no decurso do artigo.

No âmbito da segunda e da terceira etapas houve que obter informação adicional requerida pelo programa HEC-HMS, informação não estava disponível para o território e cuja obtenção se julga constituir um contributo relevante do trabalho efectuado para a caracterização de Timor Leste, em particular, no que respeita a cheias. Refere-se tal informação à da carta do número de escoamento e a modelos destinados ao estabelecimento das precipitações relevantes para a análise de cheias.

A extensão CRWR-PrePro para *ArcView* foi desenvolvida pelo CRWR, MAIDMENT *et al.* (1998), para gerar informação topológica, topográfica e hidrológica a partir de um modelo digital do terreno e para preparar ficheiros em formato ASCII contendo os dados requeridos por alguns dos modelos implementados no programa HEC-HMS. Tais ficheiros, quando utilizados por este programa, resultam automaticamente numa rede de bacias e sub-bacias hidrográficas interligadas por segmentos da rede de drenagem, em que cada elemento hidrológico tem atributos gerados de modo automático pela extensão CRWR-PrePro (parâmetros morfológicos e hidrológicos) e um protocolo que, em dadas circunstâncias, permite associar os postos udométricos e as precipitações de projecto a eles relativas às bacias e sub-bacias hidrográficas onde se pretendem obter hidrogramas de cheia.

No desenvolvimento do estudo aplicou-se, sempre que possível, a metodologia desenvolvida pelo CRWR; no entanto e especialmente em virtude dos dados disponíveis, houve que desenvolver procedimentos complementares por forma a adequar as especificidades da área em estudo às capacidades dos modelos aplicados.

2 DELINEAÇÃO DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS

2.1 Metodologia

Uma das etapas iniciais e elementares da análise de cheias envolve a definição das bacias hidrográficas objecto daquela análise tendo em vista determinar os parâmetros morfológicos e hidrológicos intervenientes na modelação do fenómeno. Neste contexto, o contributo dos SIG tornou-se progressivamente mais relevante pois, mediante manipulação da informação subjacente ao MDT, permite proceder, de modo automático, à geração de redes de drenagem, à delimitação das bacias

hidrográficas em secções daquela rede e à consequente obtenção dos valores de parâmetros morfológicos e hidrológicos.

São numerosas as vantagens de extrair a rede de drenagem a partir de um MDT em oposição a outros métodos, como a digitalização das linhas de água a partir de cartas topográficas, ou, ainda, a partir de imagens espectrais da superfície da região em estudo, de imagens de satélite ou de fotografias aéreas. Segundo PECKHAM (1995), a maior vantagem decorre do facto de, assim, se aceder expeditamente à "dimensão vertical" do terreno e, consequentemente, aos declives gerados por tal "dimensão" que, por desempenharem um papel particular e fundamental na propagação do escoamento (à superfície do terreno e na rede de drenagem), estão directa ou indirectamente presentes em muitos dos parâmetros exigidos pelos modelos hidrológicos.

A metodologia aplicada para delimitar bacias hidrográficas baseou-se no algoritmo designado por D8 (oito direcções de escoamento) introduzido por O'CALLAGHAN e MARK (1984). Neste algoritmo, cada célula da malha quadrangular que constitui o MDT é ligada a uma das oito células circunvizinhas, para a qual a água fluirá quando movida por acção da gravidade (Figura 1). Em conformidade com tal algoritmo, a delimitação das bacias hidrográficas processa-se de acordo com os seguintes passos:

1. Preenchimento de cada depressão ou "poço" do modelo digital do terreno, mediante o aumento da cota dos pontos que constituem tal "poço" (o aumento de cota é determinado em função da escala da informação de base).
2. Determinação da direcção preferencial de escoamento, ou seja, identificação da célula vizinha mais próxima em relação à qual o declive é máximo.
3. Determinação da acumulação de escoamento, isto é, do número de células que drenam para cada célula alvo.
4. Adopção de um limiar de acumulação, ou seja, de uma área mínima de drenagem a partir da qual uma célula é considerada como fazendo parte de um curso de água.
5. Identificação em formato matricial de cada troço ou segmento de rio.
6. Delimitação das bacias hidrográficas, mediante a identificação da célula terminal de cada troço de rio, isto é, da célula em que é máxima a acumulação de escoamento.

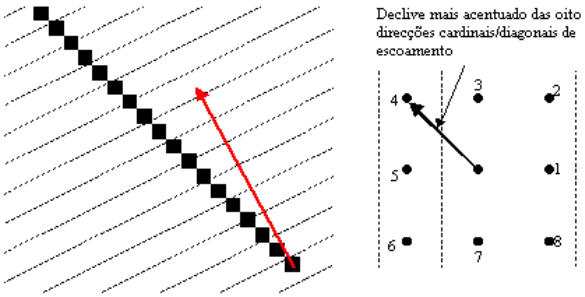


Figura 1 – Direcções do escoamento em conformidade com o algoritmo D8 (adaptada de TARBOTON e SHANKAR,1998).

2.2 Geração das bacias hidrográficas

O MDT foi construído com base em informação vectorial à escala 1:50 000, designadamente, informação altimétrica (curvas de nível e pontos cotados) e relativa a linhas de água (utilizadas como linhas de quebra ou *break lines*). A construção do modelo baseou-se na união, por meio de triângulos (triangulação de *Delaunay*), do conjunto de pontos cotados irregularmente distribuídos que constituíam a informação altimétrica, sendo a superfície do terreno modelada por sucessivas facetas triangulares

irregulares, contíguas e não sobrepostas (rede irregular de triângulos, RIT ou, na nomenclatura inglesa, *triangular irregular network*, TIN). Com base na RIT, procedeu-se, seguidamente, a interpolações tendo em vista atribuir cotas aos nós de uma quadrícula regular de 25×25 m. O conjunto de elementos de área assim obtidos constitui o modelo digital do terreno na forma matricial ou *raster* (malha quadrangular regular).

A partir do MDT e mediante a utilização da extensão CRWR-PrePro, obtiveram-se os ficheiros, na forma matricial, relativos às direcções de escoamento e à acumulação de escoamento. Por adopção do limiar de acumulação de 40 000 células que, atendendo à dimensão da quadrícula, corresponde à área de 25 km^2, gerou-se, seguidamente, a rede de drenagem.

A consequente delimitação de bacias e sub-bacias hidrográficas utilizou também a extensão CRWR-PrePro, para o que, contudo, foi necessário identificar a célula terminal de cada troço de rio, isto é, a célula em que é máxima a acumulação. Para o efeito, adoptaram-se as células correspondentes a confluências de cursos de água e a fozes. O resultado final consubstanciou-se no conjunto de polígonos cobrindo a área de estudo esquematicamente representado na Figura 2, em que a cada polígono está associado um e um só troço de rio e um código identificador.

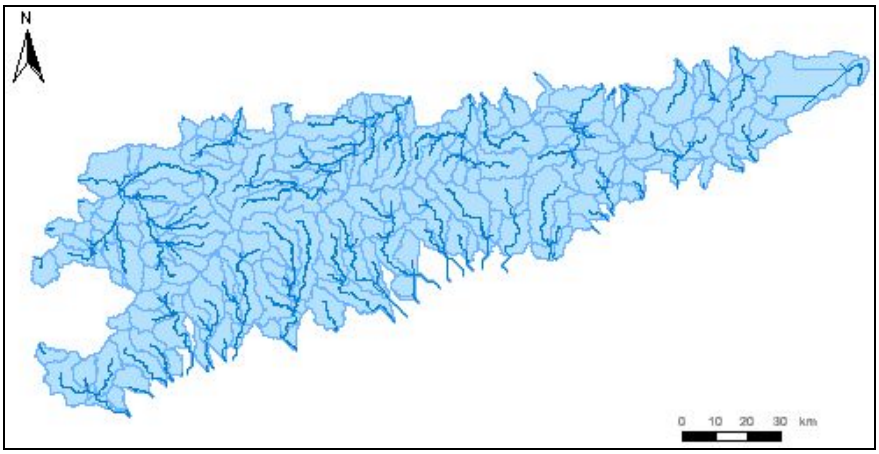


Figura 2 – Rede de drenagem e bacias hidrográficas na área de Timor Leste objecto do estudo.

2.3 Selecção de bacias hidrográficas objecto da análise de cheias

Para concretizar a análise de cheias, houve que seleccionar um conjunto de bacias hidrográficas em que se afigurou serem suficientemente próximas as geometrias das redes de drenagem cartografada e gerada.

De facto, o número insuficiente de pontos cotados e de curvas de nível, associado à inexistência de pontos cotados em zonas de estuários e de confluência de rios, em que os vales podem apresentar considerável largura e, especialmente, planura, conduziu à geração de extensos troços da rede de drenagem rectilíneos, sem qualquer correspondência com a realidade. Para corrigir tais ocorrências, poder-se-ia ter substituído aqueles troços pelas linhas médias dos corpos de água que representam, o que, contudo, não foi possível, por não se dispor da rede de drenagem que serviu de base à construção do MDT da área em estudo. Deste modo, para identificar os troços da rede de drenagem gerada automaticamente mais conformes com a realidade, houve que recorrer à comparação visual com a rede hidrográfica cartografada (informação vectorial das linhas de água de 1ª ordem).

Anota-se que as inconformidades da geometria da rede de drenagem gerada podem ter consequências significativas na delimitação de bacias hidrográficas, conduzindo, nalguns casos, a áreas daquelas bacias bastante distintas das áreas reais.

Como resultado das discrepâncias entre as redes de drenagem cartografada e gerada e após análise, consideravelmente exaustiva, da informação de base disponível para a área em estudo,

conclui-se que apenas parte das bacias hidrográficas que constituem aquela área possibilitavam a posterior aplicação dos modelos em vista, por apresentarem limites e geometria da rede gerada sensivelmente conformes com os elementos cartográficos disponíveis. As bacias hidrográficas assim seleccionadas representam cerca de 47% da área de estudo (Figura 3).

Em termos de tipologia, distinguiram-se entre bacias hidrográficas totais, em determinadas dadas secções da rede de hidrográfica, e bacias hidrográficas intermédias ou próprias, entre duas secções daquela rede. Dado que, geralmente, as bacias hidrográficas totais representam sub-bacias de um curso de água principal (geralmente relativas a tributários) foram também genericamente classificadas como sub-bacias, em conformidade, aliás, com a nomenclatura implementada no programa HEC-HMS. As bacias hidrográficas seleccionadas foram identificadas pela designação do respectivo curso de água.

Como referido, as inadequações mais evidentes e frequentes da rede de drenagem gerada pelo MDT ocorreram nos trechos de jusante dos cursos de água, em que a geração automática daquela rede exigiria mais pontos cotados do que os efectivamente disponíveis. Sempre que a representação do trecho mais a jusante de um dado curso de água se afigurou reconhecidamente incorrecta, deslocou-se progressivamente para montante a secção de definição da correspondente bacia hidrográfica (secção terminal) até que a rede de drenagem fornecida pelo MDT a montante dessa secção tivesse uma geometria, se não totalmente conforme com a real, pelo menos próxima da mesma. Especialmente em presença de um curso de água apresentando, no seu trecho de jusante, um tributário com alguma expressão, as inadequações da rede gerada conduziram à necessidade de adoptar duas secções de referência, uma, no rio principal, e outra, no tributário seu e definindo duas bacias hidrográficas secundárias a montante da confluência dos cursos de água em questão.

As bacias hidrográficas sobre as quais incidiu efectivamente a análise de cheias estão representadas na Figura 3.

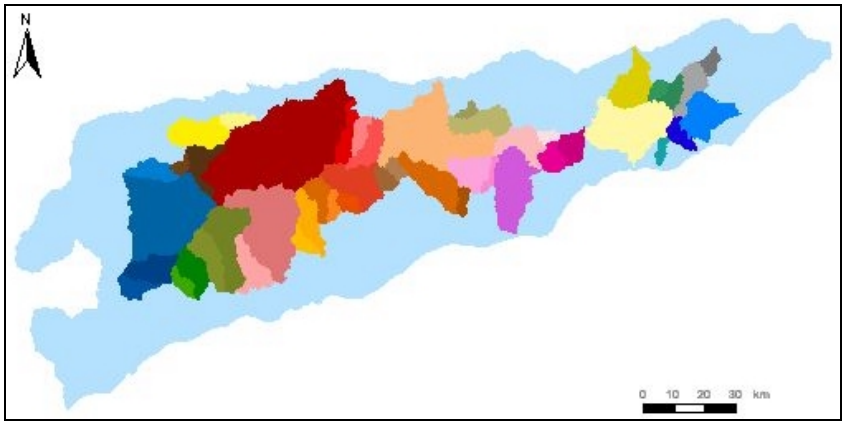


Figura 3 – Localização esquemáticas das bacias hidrográficas objecto da análise de cheias.

3 PARÂMETROS MORFOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS

3.1 Cálculo dos parâmetros com CRWR-PrePro

Um vez delimitadas as bacias hidrográficas objecto da análise de cheias, especificaram-se, mediante utilização da extensão CRWR-PrePro, os valores dos parâmetros morfológicos e hidrológicos requeridos pelo programa HEC-HMS. Tais parâmetros estão identificados nos Quadros 1 e 2.

Quadro1 – Parâmetros morfológicos e hidrológicos de cada bacia ou sub-bacia hidrográfica com valores determinados pela extensão CRWR-PrePro.

Parâmetro	
Designação	**Descrição**
Área	Área da bacia (A)
Slope	Declive do maior percurso de drenagem à superfície do terreno (S)
Lngflwpth	Comprimento do maior percurso de drenagem à superfície do terreno (L_f)
Curvenum	Número de escoamento (CN)
Lagtime	Tempo de resposta ou de *lag* correspondente ao tempo de concentração fornecido pela fórmula do SCS (t_{lag})

Quadro2 – Parâmetros morfológicos e hidrológicos de cada segmento da rede de drenagem com valores determinados pela extensão CRWR-PrePro.

Parâmetro	
Designação	**Descrição**
length	Comprimento do segmento da rede de drenagem (L_s)
Streamvel	Velocidade média do escoamento (V_s)
Muskx	parâmetro X do método de Muskingum (X)
Muskk	Parâmetro K do método de Muskingum (K)
Numreachn	Número de segmentos da rede de drenagem(n)
Lagtime	Tempo de percurso do método de *lag* para propagação do escoamento (t_{lag})

3.2 Cálculo das perdas iniciais de precipitação, Ia

Da precipitação ocorrida, apenas o remanescente das perdas de precipitação, ou seja, a designada precipitação efectiva, produz escoamento, sendo, como tal, responsável pela formação de cheias. Normalmente admite-se que as perdas de precipitação se compõem de duas parcelas: as perdas iniciais que ocorrem nos primeiros instantes da chuvada e que traduzem o "défice" inicial de água na bacia hidrográfica, e as perdas contínuas que têm lugar durante a chuvada em consequência da água precipitada que se perde para o escoamento, fundamentalmente, devido à infiltração.

No cálculo das perdas de precipitação adoptou-se, de entre os modelos implementados no programa HEC-HMS, o modelo de perdas do SCS, RAWLS *et al.* (1992), pela sua reconhecida simplicidade, particularmente adequada à escassa informação disponível. De facto, tal modelo faz apenas intervir como dados, para além da precipitação, o número de escoamento, CN, e as perdas iniciais, Ia.

O estabelecimento da carta do número de escoamento em Timor constitui, por ventura, uma das contribuições mais significativas do estudo efectuado. O parâmetro CN foi processado no *ArcView*, mediante a adaptação de um programa auxiliar em *Avenue*, incluído no CRWR-PrePro, mas com as alterações introduzidas por BAO e OLIVEIRA (1997), e que, tendo por base informação na área em estudo relativa ao tipo e à ocupação dos solos, bem como os valores de referência do número de escoamento por grupo hidrológico do solo permitiu o estabelecimento da carta de CN para a parte oriental do território de Timor Leste - Figura 4.

Relativamente às perdas iniciais, houve que proceder à sua obtenção em separado, pois a mesma não é contemplada pela extensão CRWR-PrePro.

O modelo de perdas do SCS admite que, na sequência de um acontecimento pluviométrico intenso, a razão entre a altura de precipitação retida na bacia hidrográfica após o início do escoamento superficial e a capacidade máxima de retenção de água na bacia é igual à razão entre a precipitação

efectiva e o escoamento superficial, PONCE (1989) *in* PORTELA (2002). Após alguma manipulação numérica, obtém-se, assim, a seguinte equação:

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{(P - Ia) + S} \quad (1)$$

em que P (mm) representa a precipitação, Pe (mm), a precipitação efectiva, S (mm), a retenção potencial máxima (grandeza convencional), Ia (mm), as perdas iniciais, compreendendo as perdas por intercepção, armazenamento em depressões, evapotranspiração e infiltração que antecedem o encharcamento da superfície e a consequente formação do escoamento à superfície do terreno.

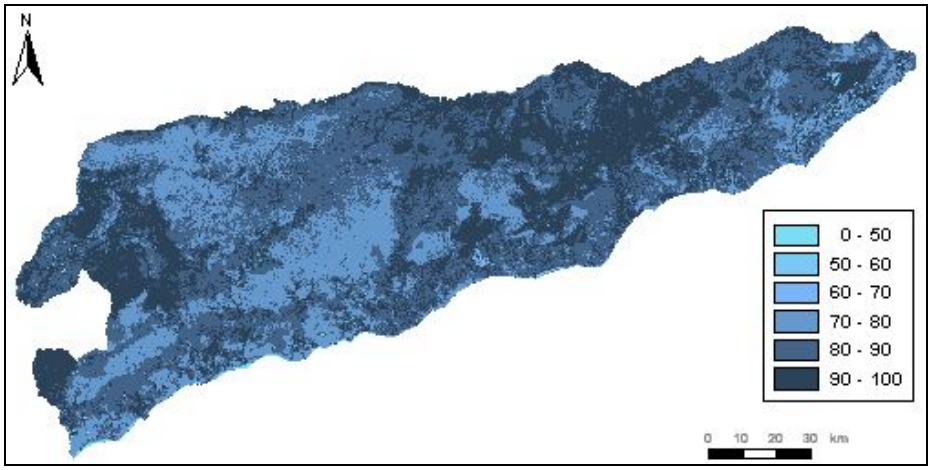


Figura 4 – Carta do número de escoamento, CN, na área de Timor Leste objecto do estudo.

O parâmetro S relaciona-se com o tipo de solo e respectivas condições de utilização e com a cobertura na bacia hidrográfica por meio do número de escoamento, CN. Esta relação é fornecida pela Eq. (2), para S expresso em milímetros, TUCCI, p. 403 (1993) e WANIELISTA *et al*., p. 154 (1997):

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2)$$

Com base em estudos experimentais em pequenas bacias hidrográficas agricultadas, o SCS propôs que as perdas iniciais, Ia, fossem aproximadas por 20% da capacidade máxima de retenção de água na bacia hidrográfica. Por aplicação da Eq. (2) ao valor de CN calculado para cada sub-bacia com a extensão CRWR-PrePro, obteve-se o valor da retenção potencial máxima que, multiplicado por 0.20, conduziu ao da correspondente perda inicial.

4. ESTABELECIMENTO DAS PRECIPITAÇÕES DE PROJECTO

A análise de cheias requer o estabelecimento das precipitações com dados períodos de retorno e durações iguais aos tempos de concentração das bacias a que a análise se aplica – precipitações de projecto.

O estabelecimento destas precipitações assumiu contornos especiais em Timor por, tanto quanto foi possível apurar, não ter sido objecto de estudos antecedentes. Assim, desenvolveu-se um extenso estudo hidrológico que, baseado nos escassos registos de precipitações máximas anuais disponíveis, conduziu a modelos que, não obstante se reconhecerem como simplificados, incorporaram toda a informação que se julga existir e permitem obter as precipitações de projecto em qualquer bacia hidrográfica do território. Tal estudo compreendeu, em linhas gerais, as seguintes etapas:

1. Identificação da informação udométrica existente e recolha da mesma, requerendo, quase sempre, a digitalização de registos dispersos e apresentados em formato de papel.

2. Definição do ano hidrológico em Timor Leste, necessário ao subsequente tratamento estatístico das precipitações intensas. Dada a inexistência de registos hidrométricos no território, tal determinação baseou-se apenas na análise das séries mensais e anuais da precipitação, para o que os postos udométricos e as estações climatológicas foram agrupados pelas zonas climáticas propostas por SOARES (1957). Como resultado propôs-se que o ano hidrológico no território decorra de 1 de Outubro a 30 de Setembro. Na Figura 5, apresenta-se a superfície da precipitação anual média (em ano hidrológico) na área em estudo, obtida por aplicação do método de interpolação designado por *kriging* às médias das precipitações anuais registadas em 47 postos udométricos.

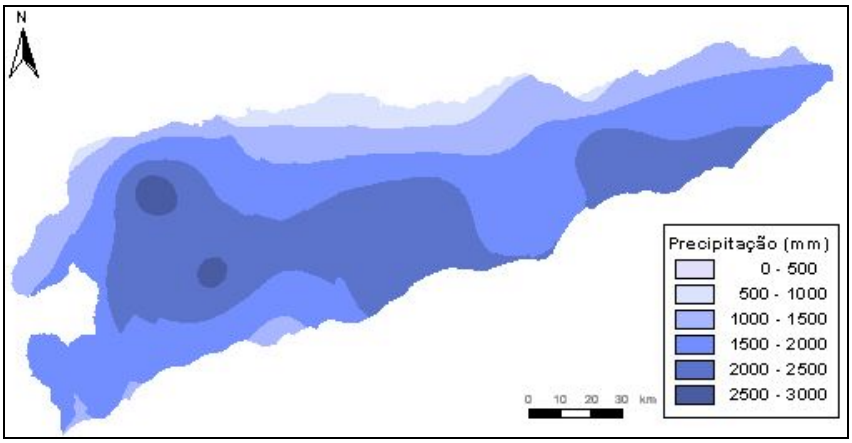


Figura 5 – Superfície da precipitação anual média na parte oriental de Timor Leste.

3. Constituição das séries de precipitações máximas anuais (em anos hidrológicos) com durações inferiores, iguais e superiores ao dia.
4. Tratamento estatístico das anteriores séries e consequente estimativa das precipitações máximas anuais com diferentes períodos de retorno, mediante adopção da lei estatística reconhecida como mais adequada. Em tal reconhecimento foram aplicados testes não paramétricos adequados. Na Figura 6, incluída na página seguinte, apresenta-se a superfície da precipitação diária máxima anual para o período de retorno de 100 anos na área em estudo, obtida por aplicação do método de interpolação designado por *kriging* às precipitações relativas a 31 postos udométricos.
5. A partir dos resultados precedentes, estabelecimento das seguintes relações relativas aos períodos de retorno de 50, 100 e 250 anos:

$$T = 50 \text{ anos} \qquad \frac{P}{P_{24}} = \left(\frac{t}{24}\right)^{0.2253} \tag{3}$$

$$T = 100 \text{ anos} \qquad \frac{P}{P_{24}} = \left(\frac{t}{24}\right)^{0.2239} \tag{4}$$

$$T = 250 \text{ anos} \qquad \frac{P}{P_{24}} = \left(\frac{t}{24}\right)^{0..2224} \tag{5}$$

em que P_{24} é a precipitação diária máxima anual para o período de retorno em causa e P, a precipitação máxima anual para a duração t e com o mesmo período de retorno.

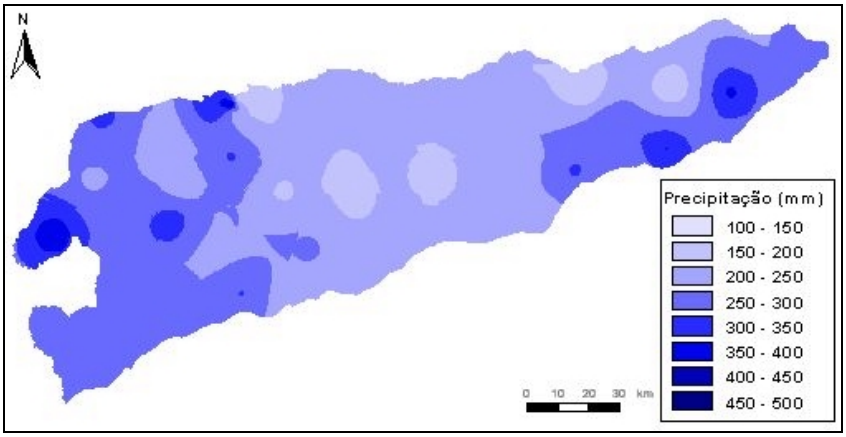


Figura 6 – Superfície da precipitação diária máxima anual para o período de retorno de 100 anos na parte oriental de Timor Leste.

6. Em cada bacia hidrográfica objecto da análise de cheias, determinação da precipitação de projecto com dado período de retorno, período que, neste fase, foi restringido a 100 anos. Na anterior determinação, houve que avaliar primeiramente a precipitação diária máxima anual com aquele período de retorno, para o que foram consideradas as precipitações fornecidas pela análise estatística para os postos com influência na bacia e aplicado o método de Thiessen. A precipitação de projecto foi calculada a partir da precipitação assim obtida, por recurso à Eq. (4), atendendo à duração condicionante da análise de cheias, objecto do item 5.1.2.

5 MODELAÇÃO COM O PROGRAMA HEC-HMS

5.1 Modelos e dados hidrológicos

5.1.1 Modelo de bacia hidrográfica

Numa primeira fase, foi necessário introduzir no programa HEC-HMS a informação morfológica e hidrológica processada no SIG. Para o efeito, tendo por base a especificação prévia de duas tabelas em que foram definidos os modelos e os parâmetros a exportar, a extensão CRWR-PrePro gerou dois ficheiros, um com a extensão *basin* contendo informação relativa aos elementos hidrológicos que constituem o modelo de bacia hidrográfica, bem como o valor dos respectivos parâmetros morfológicos, e outro, apenas de visualização, com a extensão *map*, que contém a definição das bacias e sub-bacias e da rede hidrográfica. Estes ficheiros são importados pelo programa HEC-HMS e constituem o modelo de bacia hidrográfica (*basin model*), exemplificado na Figura 7 para a bacia hidrográfica do rio Comoro, localizada zona norte do território.

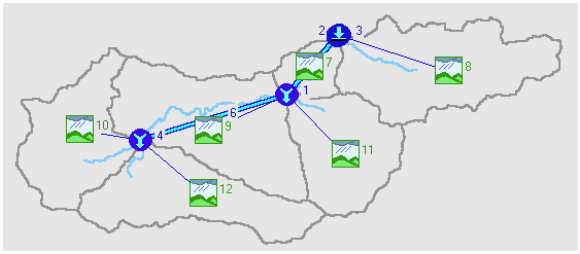


Figura 7 – Modelo de bacia hidrográfica do rio Comoro.

5.1.2 Modelo meteorológico

O processamento pelo HEC-HMS dos dados referentes às precipitações de projecto é efectuado pelo designado modelo meteorológico (*meteorologic model*).

Para fazer corresponder a cada bacia hidrográfica da área em estudo uma dada precipitação de projecto, associou-se-lhe um posto udométrico fictício a que se atribuiu o peso unitário e a precipitação de projecto avaliada para a bacia.

Importa, contudo, referir que o modelo da bacia hidrográfica que resulta do processamento automático pela extensão CRWR-PrePro para cada secção em que se pretende obter o hidrograma da cheia centenária pode ser constituído por várias bacias e sub-bacias hidrográficas, umas de cabeceira, relativas a tributários, e outras próprias, referentes a trechos da rede de drenagem, entre confluências.

O hidrograma de cheia na secção terminal provém da combinação dos hidrogramas de cheias relativos às bacias, tanto de cabeceira, como próprias, e da propagação de tais hidrogramas ao longo dos sucessivos trechos da rede de drenagem, até se atingir a secção terminal.

Deste modelo integrado de geração/propagação de ondas de cheias resulta um tempo de concentração referente à secção terminal superior ao tempo de concentração de cada bacia/sub-bacia hidrográfica de cabeceira ou própria, quando equacionada separadamente. Contudo, para que a totalidade da bacia hidrográfica relativa à secção terminal contribua para a cheia que aí ocorrerá é necessário que a precipitação tenha duração igual ao tempo de concentração estimado para aquela secção.

Para atender à anterior circunstância, considerou-se que a duração a considerar no cálculo das precipitações de projecto de qualquer das bacias ou sub-bacias hidrográficas (de cabeceiras ou próprias) que integram a bacia hidrográfica numa dada secção terminal era igual ao tempo de concentração relativo a esta secção. A precipitação de projecto assim obtida para cada bacia hidrográfica "parcelar" foi, contudo, descrita por um hietograma não uniforme do tipo do esquematizado na Figura 8, em que o bloco central tem duração igual ao tempo de concentração dessa bacia, t_c, correspondendo-lhe a precipitação referente a tal duração. A duração total do hietograma foi considerada igual ao tempo de concentração relativo à secção terminal onde se pretende obter o hidrograma de cheia, t_{ct}, determinado combinando os tempos de concentração das bacias hidrográficas de cabeceiras e próprias com os tempos de percursos ao longo dos sucessivos trechos da rede de drenagem que conduzem à secção terminal.

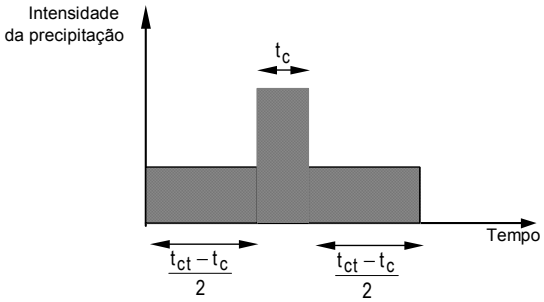


Figura 8 – Exemplo da constituição de um hietograma de projecto

(Nota: t_c refere-se ao tempo de concentração de uma bacia ou sub-bacia hidrográfica, de cabeceira ou própria, e t_{ct}, ao tempo de concentração total, ou seja, referente à secção terminal).

5.1.3 Especificações de controlo

O programa HEC-HMs requer também a indicação das especificações de controlo (*control specification*) relativas à definição, para uma dada simulação, dos instantes (datas) de início e de fim dos cálculos e do intervalo de tempo ou passo de cálculo com que deve ser efectuado o respectivo processamento.

De modo geral, adoptou-se um passo de cálculo bastante pequeno de forma a que, na medida do possível, os instantes, tanto de início e de fim dos blocos centrais dos diferentes hietogramas, como finais das correspondentes precipitações de projecto coincidissem com instantes de cálculos do programa.

5.2 AFERIÇÃO DE PARÂMETROS

5.2.1 Considerações

Os modelos que, no seu todo, concretizam o programa HEC-HMS utilizam um conjunto de parâmetros cujos valores devem ser objecto de aferição prévia por forma a obter uma "resposta" tão ajustada quanto possível à que se espera da bacia hidrográfica ou das bacias hidrográficas objecto de modelação. Tal aferição tem de utilizar a comparação entre hidrogramas de cheia registados em estações hidrométricas e hidrogramas de cheia simulados pelo programa HEC-HMS mediante a consideração das precipitações que estão na génese dos hidrogramas registados e de diferentes conjuntos de valores dos parâmetros dos modelos implementados naquele programa. Como resultado da aferição, identificar-se-ia o conjunto de valores dos parâmetros conducente ao melhor ajustamento entre hidrogramas registados e simulados.

Dado que, tanto quanto se tem conhecimento, não existem registos hidrométricos em Timor Leste, não foi possível proceder à aferição dos valores de parâmetros dos modelos. Não obstante este facto, identificam-se, de modo resumido, os parâmetros que integram os modelos que, de entre os implementados no programa, foram aplicados à análise de cheias em Timor Leste, e que deveriam ter sido objecto de aferição de modo a melhorar o desempenho daquele programa. Tecem-se ainda algumas considerações sobre os valores adoptados para tais parâmetros, tendo em conta a informação disponível.

5.2.2 Modelo das perdas de precipitação

O modelo de perdas de precipitação aplicado – modelo do SCS – integra como parâmetros o número de escoamento, CN, as perdas iniciais, Ia, e a percentagem de área impermeável.

Não obstante a carta de CN estabelecida incorporar a totalidade da informação que foi possível recolher, reconhece-se que poderá ser melhorada, especialmente quando estiver disponível a carta de ocupação do solo actualizada.

O parâmetro perdas iniciais, Ia, foi processado no *ArcView* tendo por base o valor de CN em cada bacia ou sub-bacia hidrográfica. Possíveis futuros apuramentos do valor de CN implicarão adequações naquelas perdas iniciais que, por ora, não puderam ser alvo de qualquer análise adicional.

Por omissão, o programa admite que a percentagem de área impermeável é nula. Se, em consequência da observação *in loco* ou da interpretação de ortofotomapas, se concluir não ser aquela a situação, o programa permite a introdução manual de outras percentagens. Julgando-se que, na área

em estudo, a ocupação por infra-estruturas, por exemplo, habitacionais e viárias, responsáveis por elevados níveis de impermeabilização é desprezável, adoptou-se o valor único de zero para a percentagem de área impermeável, o que, contudo, carece de confirmação.

5.2.3 Modelo de transformação da precipitação efectiva em caudais de cheia

O modelo aplicado na transformação da precipitação efectiva em hidrogramas de cheia correspondentes ao escoamento directo – modelo do hidrograma unitário sintético do SCS (*Soil Conservation Service*, 1972) – tem como parâmetros a área da bacia ou da sub-bacia hidrográfica e o correspondente tempo de resposta ou de *lag* (t_{lag}), este último, avaliado em 60% do tempo de concentração, t_c, fornecido pela fórmula também do SCS, Soil Conservation Service (1972) *in* VIESSMAN e LEWIS, p. 183 (1996). Por sua vez, esta fórmula tem como parâmetros o comprimento do curso de água principal, L, o declive médio da bacia hidrográfica, Sm, e o número de escoamento na bacia hidrográfica, CN.

Tais parâmetros são automaticamente obtidos com a extensão CRWR-PrePro e transferidos para o programa HEC-HMS. No pressuposto de que o modelo digital do terreno tem qualidade compatível com a informação disponível, o único parâmetro que poderia ser ajustado no cálculo do tempo de concentração e no correspondente tempo de *lag* seria o CN, cujo apuramento só será, contudo, possível quando se dispuser da carta de ocupação do solo actualizada, como anteriormente referido.

5.2.4 Modelos de propagação

Os modelos aplicados à propagação dos hidrogramas de cheia ao longo de cada segmento da rede de drenagem – métodos de *Muskingum* e de *lag* – baseiam–se na consideração de uma velocidade média do escoamento no segmento (V_s) e no comprimento deste segmento (L_s): se o quociente entre L_s e V_s é inferior ao passo de cálculo adoptado, o programa aplica o método de *lag* (com simples translação da onda de cheia, sem qualquer amortecimento) e, caso contrário, o método de *Muskingum*.

Não obstante se reconhecer a importância da velocidade V_s, que, além do mais, determina o método de propagação a utilizar, não foi possível identificar valores expectáveis para a mesma que, assim, foi simplesmente fixada em 1 m/s. Salienta-se que não tem sentido actuar no comprimento L_s que, a partir do MDT, é fornecido pela extensão CRWR-PrePro para cada segmento da rede hidrográfica.

O método de *Muskingum* faz ainda intervir um parâmetro X tendo-se, contudo, constado que somente para o valor de 0.2 o método era estável em todos os cursos de água a que se aplicava, valor que, assim, foi adoptado.

5.3 ANALISE DE RESULTADOS

O programa HEC-HMS foi aplicado à obtenção de hidrogramas de cheia em bacias hidrográficas, por assim dizer, compostas ou complexas, ou seja, compreendendo várias outras bacias e sub-bacias, quer de cabeceira, quer próprias ou intermédias, e, em paralelo, mediante o processamento independente do programa, naquelas bacias de cabeceira. Nestas últimas aplicações, adoptaram-se como precipitações de projecto as precipitações com período de retorno de 100 anos e durações iguais aos tempo da concentração das bacias em causa.

Regista-se que apenas nas bacias hidrográficas mais complexas o cálculo pressupôs o recurso a modelos de propagação do escoamento ao longo de segmentos da rede de drenagem.

Obtiveram-se, assim, caudais de ponta das cheias centenárias em 97 bacias hidrográficas, razoavelmente dispersas pelo território de Timor Leste.

Verificou-se, contudo, que alguns dos caudais de ponta relativos a bacias hidrográficas com áreas próximas poderiam diferir muito significativamente, em consequência de os tempos de concentração daquelas bacias serem igualmente distintos. Admite-se que as significativas diferenças entre aqueles tempos sejam consequência de dessemelhanças a nível das representações do terreno e da rede de drenagem e, eventualmente, mas com menor relevância, dos números de escoamento. As dessemelhanças morfológicas podem, contudo, corresponder à realidade ou resultar apenas do insuficiente detalhe do MDT.

Recorda-se que os tempos de concentração foram automaticamente obtidos pela extensão CRWR-PrePro com base no MDT e na carta de números de escoamento. Assim, o insuficiente detalhe do MDT está necessariamente presente nos tempos alcançados.

Acresce que a inexistência de registos hidrométricos em Timor Leste, não só inviabilizou a aferição dos parâmetros intervenientes nos modelos implementados no programa HEC-HMS, como não permitiu identificar os caudais de cheia que eventualmente enfermam de menor erro. Reconhece-se, assim, que os resultados obtidos têm rigor certamente inferior ao desejável, circunstância que, por ora, não é possível atenuar pois utilizou-se tanta informação quanto a disponível.

Apesar da dispersão exibida pelos caudais de cheias, considerou-se de interesse averiguar a possibilidade de estabelecer uma relação entre tais caudais e as áreas de bacias hidrográficas a que respeitam, de modo a permitir a generalização, necessariamente aproximada, dos caudais alcançados a qualquer outra bacia hidrográfica da parte oriental de Timor Leste.

Atendendo a que a área da bacia hidrográfica é um factor determinante na génese de cheias, espera-se que seja possível relacionar aquela área com o caudal de ponta de cheia que nela ocorre. Tal relação é frequentemente apontada na bibliografia da especialidade, sendo também expressa pela fórmula de Meyer, *in* QUINTELA, 1984, p. 675:

$$Q = \alpha A^{\beta} \tag{6}$$

em que Q é o caudal de ponta de cheia (m^3/s) com dado período de retorno, A, a área da bacia hidrográfica (km^2), α, um coeficiente que depende das características da bacia hidrográfica e β, um expoente inferior à unidade. Em termos de caudais específicos de ponta de cheia, q ($m^3/s/km^2$), a anterior equação dá lugar a:

$$q = \frac{Q}{A} = \alpha A^{(\beta-1)} \tag{7}$$

Por aplicação de logaritmos à Eq. (7) e recurso à análise de regressão linear simples, estimaram-se os valores do coeficiente α e do expoente β que nela figuram.

No decurso da anterior estimação, verificou-se que alguns dos caudais específicos de ponta de cheia eram tão díspares que comprometiam sistematicamente qualquer tentativa de extrair conclusões coerentes dos resultados obtidos. Estavam especialmente nestas condições os caudais relativos a três das 97 bacias hidrográficas analisadas, pelo que se optou por prosseguir a análise sem considerar tais caudais. Os resultados obtidos para as restantes 94 bacias hidrográficas estão esquematizados na Figura 9.

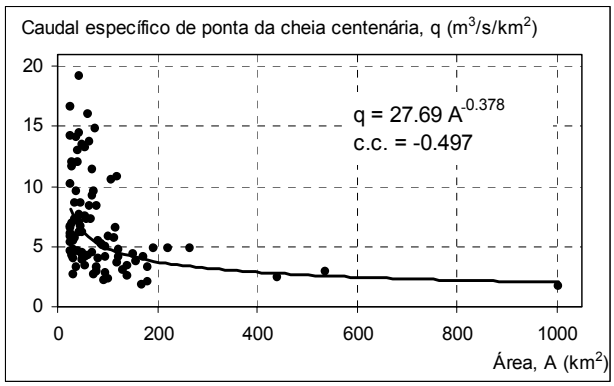


Figura 9 – Cheias centenárias. Relação entre áreas de bacia hidrográfica e caudais específicos de ponta de cheia.

Numa tentativa de re-interpretar os anteriores resultados, optou-se por agrupar as bacias hidrográficas analisadas em classes de área, atribuindo a cada classe os valores médios, quer das áreas das bacias nela incluídas, $\overline{A}$, quer dos correspondentes caudais específicos de ponta de cheia, $\overline{q}$. Para o efeito, ensaiaram-se diferentes agrupamentos baseados na consideração de 17, de 15 e de 11 classes de área de bacia hidrográfica. Os resultados obtidos para as 94 bacias hidrográficas consideradas e para aquelas três classes da área estão esquematizados na Figura 10. Por fim, a Figura 11 contém a representação conjunta das curvas de ajustamento esquematizadas nas Figuras 9 e 10.

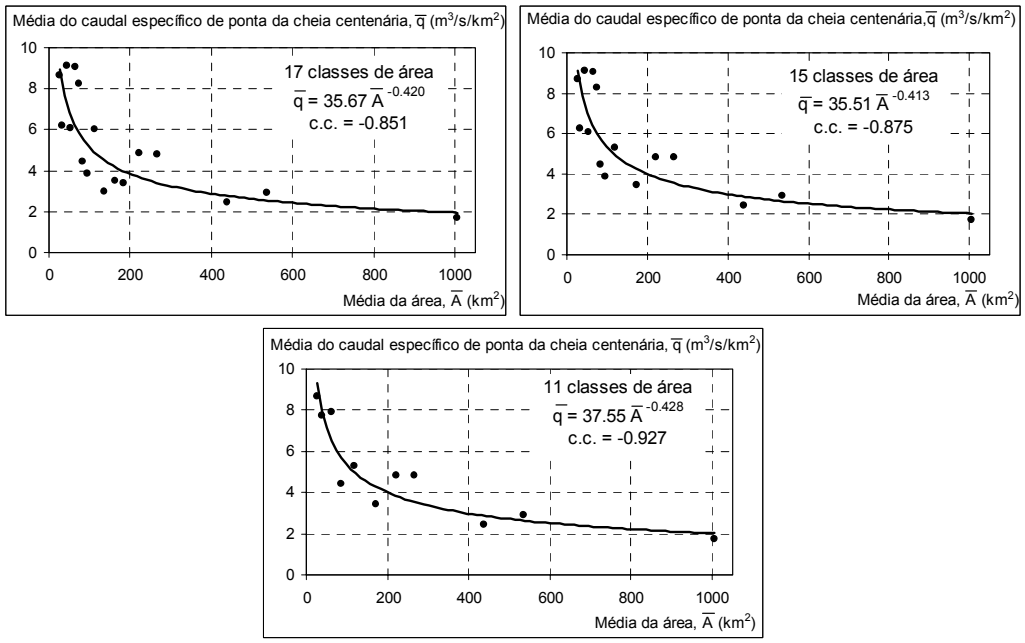


Figura 10 – Cheias centenárias. Relações entre médias de áreas de bacia hidrográfica e médias de caudais específicos de ponta de cheia.

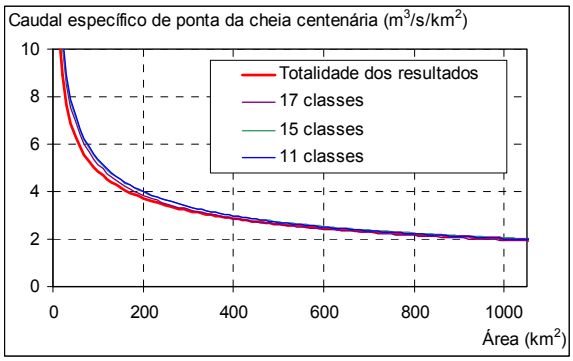


Figura 11 – Relações entre áreas de bacia hidrográfica e caudais específicos de ponta de cheia. Resumo dos resultados.

5.4 CONCLUSÕES

Resumem-se alguns dos resultados alcançados no âmbito de um estudo que teve por objectivo modelar as cheias em Timor Leste, mediante a utilização coordenada e integrada do programa HEC-HMS e de Sistemas de Informação Geográfica. Julga-se que a compilação e o processamento de extensa informação de base, bem como o desenvolvimento de modelos específicos para o território requeridos pela concretização do objectivo em vista configuram um contributo relevante para a caracterização, especialmente hidrológica, daquele País.

No que respeita estritamente à análise de cheias e não obstante o reconhecimento de que o estudo se fundamentou em pressupostos aproximados, a Figura 10 evidencia que, em termos médios, existe uma dependência significativa (expressa pelos elevados coeficientes de correlação alcançados) entre áreas das bacias hidrográficas e caudais específicos de ponta das cheias centenárias. Apesar de as equações que exprimem tal dependência serem distintas consoante o modo como se agrupam as bacias hidrográficas, ou seja, consoante o modo como foram constituídas as classes de área, os caudais específicos de ponta de cheia a que, para uma mesma área de bacia, conduzem são praticamente iguais entre si e iguais ao que decorre da análise de regressão baseada nas 94 bacias hidrográficas consideradas, como evidencia a Figura 11.

Assim, admite-se que qualquer das equações representadas em tal figura permita estimar o caudal específico de ponta da cheia centenária em função da área da bacia hidrográfica a que tal caudal se refere. A proximidade entre estimativas de caudais fornecidas por aquelas equações é de tal modo nítida, que deixa de ser vantajoso entrar em consideração com os modelos baseados em classes de área.

Deste modo, propõe-se que a avaliação preliminar do caudal específico de ponta da cheia centenária, q ($m^3/s/km^2$), numa bacia hidrográfica de Timor Leste com área A (km^2) utilize a seguinte equação (Figura 9):

$$q = 27.69A^{-0.378} \quad (8)$$

A finalizar, regista-se que, mediante utilização da equação precedente e, novamente, por recurso ao SIG, o estudo resumido neste artigo compreendeu também uma fase subsequente de estabelecimento de zonas inundáveis para as cheias centenárias a qual, contudo, carece ainda de aplicação generalizada ao território.

BIBLIOGRAFIA

BAO e OLIVEIRA – http://www.ce.utexas.edu/prof/olivera/prepro/prepro.htm, University of Texas, Austin, 1997.

HEC – "Hydrologic modeling system HEC-HMS". Hydrologic Engineering Center, Davis, EUA, 2002.

MAIDMENT, D., OLIVEIRA, F. e REED, S. – *HEC-PrePro: An ArcView Pre-Processor for HEC Hydrologic Modelling System.* Center for Research in Water Resources, University of Texas, Austin, 1998.

O'CALLAGHAN, J. F. e MARK, D. M. – *"*The Extraction of Drainage Networks From Digital Elevation Data*".* Computer Vision, Graphics and Image Processing, Nº 28, 1984, pp. 328-344.

PECKAM, S. – *"*APPENDIX A River Network Extraction from Large DEMs*"*, from Doctoral Thesis, Cooperative Institute for Research in the Environmental Sciences, University of Colorado, 1995.

PONCE, V. M. – *Engineering Hydrology. Principles and Practices*. Prentice-Hall, New Jersey, 1989.

PORTELA, M. – *Modelação hidrológica.* Texto de apoio à disciplina de Modelação Hidrológica (em preparação). Instituto Superior Técnico, 2002.

RAWLS, W. J., AHUJA, L. R., BRAKENSIEK, D. L. e SHIRMOHAMMADI, A. – "Infiltration and soil water movement", in *Handbook of Hydrology*. Ed. David R. Maidment, McGraw-Hill, Inc., USA, 1992, pp.5.1-5.51.

QUINTELA, A. C. – *Hidrologia de águas superficiais*. Curso internacional de hidrologia operativa, MES, STOP, DGRA, VM2, 1984, pp.505-716.

SOARES, F. A. – "O Clima e o Solo de Timor – Suas relações com a agricultura". Ministério do Ultramar, Junta de investigação do Ultramar, 1957.

Soil Conservation Service – *National Engineering Handbook, Sec. 4, Hydrology*, U. S. Dept. of Agriculture, disponível a partir de U. S. Government Printing Office, Washington, D. C., 1972.

TARBOTON, D. G. e SHANKAR, U. – "The identification and Mapping of Flow Networks from Digital Elevation Data*"*. Invited presentation at AGU Fall Meeting, San Francisco, 1998.

TUUCI, C. E. M. – *Hidrologia: ciência e aplicação*. Editora da Universidade, ABRH.EDUSP, Portalegre, Brasil, 1993.

WANIELISTA, M., KERSTEN, R. e EAGLIN, R. – *Hydrology: water quantity and quality control*. 2nd Edition, John Wiley and Sons, inc., USA, 1997.

CAUDAIS INSTANTÂNEOS MÁXIMOS ANUAIS EM PORTUGAL CONTINENTAL. PROPOSTA DE REGIONALIZAÇÃO

Ana Teresa DIAS
Engenheira Civil, UC
Maria M. PORTELA
Professora Auxiliar, IST, Av. Rovisco Pais 1049-001, Lisboa, +351-21-8418142, mps@civil.ist.utl.pt

RESUMO

A análise regional de cheias constitui uma importante e consistente ferramenta de inferência de informação hidrométrica numa região homogénea em termos de caudais de ponta de cheia para secções da rede hidrográfica que definam bacias integradas naquela região mas não disponham de registos hidrométricos ou em que o número de tais registos seja insuficiente. Para tais secções, torna-se, assim, possível obter estimativas dos caudais de ponta de cheia associados a diferentes períodos de retorno, utilizáveis directamente no planeamento hidráulico ou em anteprojectos de sistemas hidráulicos.

Tal análise compreende normalmente duas etapas, a primeira referente à identificação da região homogénea no que respeita a caudais de ponta de cheia e, a segunda, ao estabelecimento, para cada região homogénea, de um modelo regional de distribuição de frequências.

O trabalho de investigação que se resume teve por objectivo principal o desenvolvimento de uma proposta de delimitação de regiões homogéneas para Portugal Continental e o subsequente estabelecimento, para cada uma daquelas regiões, da curva regional de distribuição de frequências aplicável à estimativa dos caudais de ponta de cheia em regime natural, em secções da rede hidrográfica em que não existam observações hidrométricas ou em que o número de tais observações seja insuficiente.

A identificação de regiões homogéneas utilizou o método proposto por DALRYMPLE, 1960, e a obtenção das curvas regionais de distribuição de frequências, o método do índice de cheias.

Palavras-chave: caudais instantâneos máximos anuais, regionalização de caudais de ponta de cheia, índice de cheias, teste de homogeneidade, curva regional de distribuição de frequências.

1. INTRODUÇÃO

As séries de caudais instantâneos máximos anuais em estações hidrométricas de Portugal Continental têm frequentemente pequena dimensão, comprometendo a obtenção de estimativas fiáveis de caudais de ponta de cheia, especialmente quando referentes a períodos de retorno elevados, usualmente requeridos em estudos de planeamento e de gestão dos recursos hídricos e no projecto e dimensionamento de obras hidráulicas e outras. São também frequentes as intervenções em secções da rede hidrográfica não dispondo de informação hidrométrica.

A estimativa de caudais de ponta de cheia numa bacia hidrográfica com insuficiência ou ausência de registos de caudais instantâneos máximos anuais pode utilizar, entre outros procedimentos, informação de carácter regional, estabelecida para bacias hidrográficas que apresentem um comportamento hidrológico em cheia afim ao da bacia em menção.

Tal abordagem insere-se no âmbito da regionalização de caudais de ponta de cheia e compreende, em termos gerais, duas etapas distintas. Uma etapa reporta-se à identificação das regiões homogéneas e à subsequente regionalização das curvas de distribuição de frequências mediante o ajustamento de modelos estatísticos ou estocásticos aos registos disponíveis de caudais instantâneos máximos anuais. A outra etapa prende-se com os procedimentos que, a partir da informação obtida na etapa precedente, permitem estimar caudais de ponta de cheia em secções da rede hidrográfica sem informação hidrométrica adequada.

2. PROCEDIMENTOS PARA DELIMITAR REGIÕES HOMOGÉNEAS

A aplicação de procedimentos de regionalização requer a identificação prévia de regiões homogéneas. Considera-se que uma região é homogénea quando as bacias hidrográficas nela incluídas apresentam um comportamento similar em termos de caudais excepcionais, i. é, quando as curvas de distribuição de frequências, após padronização adequada, denotam andamento próximo dentro de um certo intervalo do erro de amostragem.

O procedimento mais frequentemente aplicado para delimitar regiões homogéneas em termos de caudais de ponta de cheia consiste em agrupar bacias hidrográficas geograficamente contíguas. No entanto, reconhece-se que tais bacias podem não apresentar comportamento hidrológico similar (USWRC, 1988, WILTSHIRE, 1986).

Em alternativa à contiguidade geográfica, podem delimitar-se regiões homogéneas agrupando bacias com base na consideração de valores limiares de uma ou de mais características fisiográficas. Segundo ACREMAN e WILTSHIRE, 1989, a consideração de mais de uma característica conduz a um acréscimo da dificuldade em identificar e representar as regiões e o uso de uma característica fisiográfica particular como medida de homogeneidade (por exemplo a área de bacia hidrográfica) não implica necessariamente semelhança nas respostas hidrológicas (BURN e ZRINJ, 1994, *in* BURN *et al.*, 1997). A consideração de características fisiográficas pode ser complementada com a de características climáticas, tais como a precipitação anual média, como propõe WILTSHIRE, 1985a e 1985b.

Outras técnicas de identificação da regiões homogéneas envolvem análise multivariada (ACREMAN e SINCLAIR, 1986, e WILTSHIRE e BERAN, 1987), análise de grupos (MOSLEY, 1981, BURN, 1988a e 1988b, NATHAN e MCMAHON, 1990, REITANO e ROSSI, 1992 e BURN, *et al.*, 1997) e análise discriminante (COUSEY, s/d, SOUSA, 1998).

A investigação subjacente ao presente artigo utilizou o método do **índice de cheias**, desenvolvido por DALRYMPLE, 1960. No que concerne à identificação de regiões homogéneas, aquele método consiste, em linhas gerais, em determinar, numa primeira fase, a partir dos registos disponíveis de caudais instantâneos máximos anuais, as curvas de distribuição de frequências relativas às

estações hidrométricas a que correspondem bacias hidrográficas que, no seu conjunto, se admite constituírem uma região homogénea e aplicar, numa segunda fase, um teste de verificação da homogeneidade da região. O teste de homogeneidade baseia-se no pressuposto de que aquelas curvas de distribuição de frequências, quando devidamente adimensionalizadas e representadas graficamente, exibem alguma dispersão. Admite-se que o conjunto das bacias hidrográficas analisadas constitui uma região homogénea se a anterior dispersão puder ser imputável a causas fortuitas.

3. TRABALHOS ANTECEDENTES NO ÂMBITO DA REGIONALIZAÇÃO DE CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA EM PORTUGAL CONTINENTAL

LOUREIRO, 1984, tendo por base as séries de caudais instantâneos máximos anuais registadas em 55 estações hidrométricas localizadas em Portugal Continental, apresenta expressões regionais para cálculo de caudais de ponta de cheia em função do período de retorno em bacias hidrográficas em condições naturais. Para o efeito, adoptou a distribuição de Gumbel com parâmetros estimados pelo método dos momentos.

Por consideração do modelo $Q_p = C\,A^Z$, em que Q_p é o caudal de ponta de cheia (m^3/s) com período de retorno T (anos) na bacia hidrográfica com área A (km^2) e C e Z são parâmetros regionais, dependendo, o primeiro, do período de retorno, o autor estabelece os valores daqueles parâmetros para as onze regiões esquematicamente apresentadas na Figura 1.

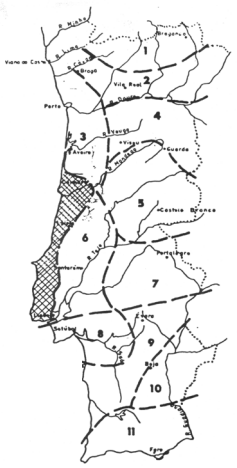


Figura 1 – Regionalização proposta por LOUREIRO, 1984
(adaptada de LOUREIRO, 1984).

Anota-se que os limites das regiões propostas por LOUREIRO, 1984, não coincidem com limites de bacias hidrográficas, do que podem resultar acentuadas discrepâncias entre caudais de ponta de cheia fornecidos pelas expressões propostas por aquele autor para duas secções próximas de um mesmo curso de água, mas inseridas em regiões diferentes, o que se julga constituir uma aproximação pouco aceitável.

GONÇALVES, 1993, apresenta um estudo sobre a regionalização da distribuição Generalizada de Extremos e sua aplicação à previsão de caudais de cheia. Com base nas séries de caudais instantâneos máximos anuais em 25 estações hidrométricas situadas em Portugal Continental, a autora aplica, primeiramente, modelos regionais para determinar os caudais anuais médios e, posteriormente, regionaliza a distribuição Generalizada de Extremos, que havia adoptado como modelo de distribuição das curvas regionais de previsão de caudais de cheia. No que se refere à regionalização da distribuição Generalizada de Extremos, GONÇALVES, 1993, ensaia dois critérios de regionalização: um do parâmetro de forma k e outro, dos parâmetros de escala, α, e de forma, k.

Por forma a testar os modelos, GONÇALVES, 1993, compara as previsões dos caudais de cheia com períodos de retorno de 10, 100 e 1000 anos para três casos (sem regionalização, com

regionalização de k e com regionalização de α e k) e conclui que as previsões obtidas com e sem regionalização são aproximadas para o período de retorno T=10 anos, surgindo diferenças entre aquelas previsões, para o período de retorno T=100 anos, diferenças que se acentuam para o período de retorno T=1000 anos. Aquela autora conclui, ainda, que a regionalização do parâmetro k fornece melhores resultados se se considerar Portugal Continental como uma única região, contrariamente ao que sucede quando se regionalizam os parâmetros α e k, em que as melhores previsões são obtidas quando a análise é efectuada tendo por base as duas regiões que então considerou. Dos resultados obtidos, a autora em menção conclui que ambos os critérios ensaiados para a regionalização dos parâmetros da distribuição – nomeadamente, método dos momentos ponderados de probabilidade e método dos mínimos quadrados – fornecem valores aceitáveis para a previsão de caudais de cheia em secções de cursos de água com ausência de registos hidrométricos ou com séries de reduzida dimensão.

SOUSA, 1998, aplica o método da análise classificatória, seguido da análise discriminante e da análise de correlação canónica no delineamento de regiões homogéneas em Portugal Continental. Na estimação regional dos quantis recorre ao método do índice de cheias associado à distribuição Generalizada de Extremos e ao método dos momentos-L, e ao método da regressão múltipla.

A análise classificatória permite identificar regiões que apresentem similaridade em relação a variáveis pré-seleccionadas; a análise de correlação canónica é usada para determinar a vizinhança hidrológica de uma bacia, considerando que cada estação hidrométrica constitui o centro da região e, por fim, a análise discriminante permite avaliar a correspondência entre grupos formados com base na análise classificatória (utilizando somente as características hidrológicas das bacias) e aqueles que seriam formados se apenas estivessem disponíveis as características fisiográficas das bacias.

SOUSA, 1998, procede à comparação das estimativas dos caudais de ponta de cheia para os períodos de retorno de 10 e 100 anos baseadas em diferentes combinações dos métodos de delineamento de regiões homogéneas e de estimativa regional dos quantis daqueles caudais.

A aplicação das anteriores metodologias a 21 séries de caudais instantâneos máximos anuais registadas em estações da rede hidrométrica de Portugal Continental não conduziu à delimitação de regiões homogéneas, mas antes à identificação de estações hidrométricas que, não obstante delimitarem bacias sem proximidade geográfica, exibem homogeneidade relativamente aos registos daqueles caudais.

4. MÉTODO DO ÍNDICE DE CHEIA

4.1 CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

O método do **índice de cheias** (na designação inglesa *index-flood method*) para estimativa regional de caudais máximos anuais baseia-se no pressuposto de que a distribuição de frequências daqueles caudais num conjunto de bacias pertencentes a uma região homogénea é idêntica, diferindo apenas de um factor de escala específico de cada bacia, designado por índice de cheias. Este índice pode ser a média ou outro parâmetro de localização da distribuição de frequências das séries de caudais máximos anuais.

De acordo com o referido método, se as estações hidrométricas, a que correspondem bacias hidrográficas incluídas numa região homogénea, registam caudais de ponta de cheia resultantes de um mesmo tipo de factores meteorológicos, então a adequada combinação desses registos poderá fornecer informação adicional relevante para a estimação de quantis daqueles caudais, DALRYMPLE, 1960.

Com base neste pressuposto, a combinação dos registos disponíveis de caudais máximos anuais e o posterior relacionamento de uma curva de distribuição de frequências, entretanto estimada para a região, com as características fisiográficas das bacias hidrográficas inseridas na mesma,

permitem estimar quantis dos caudais máximos anuais em qualquer secção da rede de drenagem a que corresponda uma bacia hidrográfica integrada na região homogénea.

O método do índice de cheias conforme proposto por DALRYMPLE, 1960, não necessita de associação explicita a uma distribuição de frequências e, consequentemente, a um método de estimação dos parâmetros dessa distribuição, embora, de facto, assuma implicitamente que as séries de caudais máximos anuais seguem aproximadamente a lei de Gumbel.

As etapas compreendidas pelo método podem ser resumidas por:

i) constituição das séries dos caudais máximos anuais registados num conjunto de estações hidrométricas e identificação de um **período de registos comum**;
ii) estabelecimento, para cada série de caudais máximos anuais, da correspondente **curva local de distribuição de frequências**;
iii) identificação preliminar e delimitação de regiões previsivelmente homogéneas, por agrupamento de bacias hidrográficas que, por serem contíguas, se espera exibirem comportamentos hidrológicos semelhantes e consequente confirmação ou não da homogeneidade da região, mediante aplicação de um **teste de verificação da homogeneidade**;
iv) para cada região reconhecida como homogénea, combinação adequada das curvas locais de distribuição de frequências de modo a obter uma **curva regional** aplicável à região;
v) relacionamento de um índice característico de cada curva regional de distribuição de frequências – **índice de cheias** – com as características fisiográficas das bacias hidrográficas inseridas na região homogénea a que aquela curva se refere.

A três primeiras fases conduzem à delimitação de regiões homogéneas e as duas últimas, aos modelos aplicáveis, em cada região, à estimação de caudais máximos anuais com dados períodos de retorno em secções da rede de drenagem com insuficiência ou ausência de registos hidrométricos.

Resumem-se, seguidamente, os procedimentos e modelos que concretizam cada uma das etapas precedentes. Para o efeito, está subjacente que se pretendem regionalizar **caudais instantâneos máximos anuais**, embora o método do índice de cheias possa também ser aplicado, por exemplo, a **caudais médios diários máximos anuais**, razão pela qual se utiliza mais frequentemente a menção geral a **caudais máximos anuais**.

4.2 RECOLHA DE REGISTOS E IDENTIFICAÇÃO DO PERÍODO COMUM

De acordo com DALRYMPLE, 1960, a delimitação de regiões homogéneas deve ser realizada com base em séries de caudais máximos anuais com cinco ou mais anos de registos, obtidas em estações hidrométricas a que correspondam bacias hidrográficas em condições próximas das naturais.

A verificação da homogeneidade de uma região é efectuada por utilização das séries de caudais máximos anuais relativas a bacias hidrográficas integradas na região. Para o efeito, é necessário adoptar um **período de registos comum**, entendido como o período em que maior número de estações hidrométricas possuem registos daqueles caudais.

Em conformidade com DALRYMPLE, 1960, os caudais máximos anuais resultantes do preenchimento de falhas no período de registos comum não devem ser directamente utilizados no processo de delimitação de regiões homogéneas, embora possam sê-lo indirectamente, para esclarecer alguma eventual ambiguidade na interpretação de registos.

4.3 CURVAS LOCAIS DE DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIAS

As curvas de distribuição de frequências relativas às séries de caudais máximos anuais registadas num conjunto de estações hidrométricas, quando devidamente adimensionalizadas e representadas num mesmo gráfico, exibem alguma dispersão.

O teste de homogeneidade proposto por DALRYMPLE, 1960, averigua se tal dispersão é devida ou não a causas fortuitas. Sendo-o, admite que as bacias hidrográficas daquele conjunto de estações integram uma região homogénea no que respeita a caudais máximos anuais. Para apreciar a homogeneidade da região torna-se, pois, necessário determinar a curva de distribuição de frequências referente a cada estação hidrométrica nela inserida, também designada por **curva local de distribuição de frequências**.

O período de retorno, T, que, empiricamente, se pode associar a cada um dos caudais máximos anuais, Q, de uma série com dimensão n (uma vez preenchidas as falhas) pode ser obtido a partir da fórmula de Weibull, RAO e HAMED, 2000, p.7, também adoptada por DALRYMPLE, 1960:

$$T = \frac{n+1}{i} \qquad (1)$$

em que i é a ordem que o caudal ocupa na série após a ordenação decrescente dos caudais que a constituem.

A curva de distribuição de frequências relativa a cada estação hidrométrica – **curva local de distribuição de frequências** – é obtida mediante a representação gráfica dos caudais máximos anuais, Q, em ordenadas e numa escala linear, e dos correspondentes períodos de retorno, T, em abcissas e na escala definida POWEL, 1943, apoiada na equação seguinte, que pressupõe que a função de distribuição pode ser razoavelmente descrita pela lei de Gumbel:

$$y = -\ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{T}\right)\right] \qquad (2)$$

Não obstante o reconhecimento de alguma subjectividade no processo, DALRYMPLE, 1960, propõe que as curvas locais de distribuição de frequências de caudais sejam obtidas por ajustamento visual e manual – Figura 2.

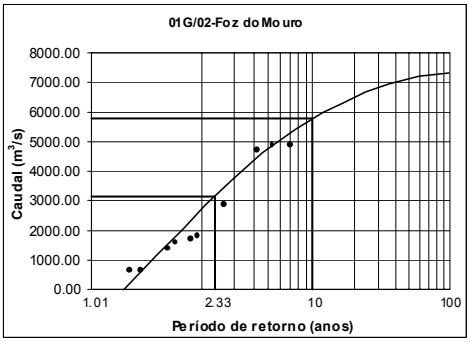


Figura 2 – Exemplo de uma curva local de distribuição de frequências obtida por ajustamento visual e manual.

4.4 TESTE DE HOMOGENEIDADE

O desvio-padrão, σ, da variável reduzida, y, da distribuição de Gumbel é dado por:

$$\sigma = \frac{e^{y}}{\sqrt{n}}\sqrt{\frac{1}{T-1}} \qquad (3)$$

em que T é o período de retorno, n, a dimensão da série de caudais máximos anuais e y, a variável reduzida definida em função do período de retorno pela Eq. (2).

Tendo por base as séries de caudais máximos anuais, com dimensão n, registadas em estações hidrométricas que integram uma região previsivelmente homogénea, admite-se que 95% das estimativas daqueles caudais em função do período de retorno, Q_T, obtidas com base naquelas séries, apresentem uma diferença máxima de 2 σ em relação aos valores mais prováveis dessas estimativas, sendo:

$$2\sigma = \frac{2e^{y}}{\sqrt{n}}\sqrt{\frac{1}{T-1}} \qquad (4)$$

O teste de homogeneidade deve ser efectuado com base na estimativa do caudal com período de retorno de dez anos, Q_{10}, na medida em que, na generalidade das situações, os períodos de registos são de tal modo reduzidas que não permitem a definição adequada da curva de distribuição de frequências para períodos de retorno mais elevados.

Por combinação das equações (2) e (4) para T=10 anos obtém-se:

$$\frac{2e^{y}}{\sqrt{n}}\sqrt{\frac{1}{T-1}} = \frac{2e^{2.25}}{\sqrt{n}}\sqrt{\frac{1}{10-1}} \approx \frac{6.33}{\sqrt{n}} \qquad (5)$$

De acordo com o teste de homogeneidade, as curvas de distribuição de frequências dos caudais máximos anuais registados num grupo de estações hidrométricas, quando devidamente adimensionalizadas por um índice de cheias e representadas num mesmo gráfico, com o eixo das ordenadas graduado numa escala linear de caudais e o das abcissas, referente ao período de retorno, na escala deduzida por POWEL, 1943, baseada em y, tendem a apresentar alguns troços sensivelmente rectilíneos e próximos, embora exibindo alguma variação de inclinação. Para um grupo de estações hidrométricas que integram uma região homogénea, aquela variação da inclinação deverá estar compreendida entre o valor máximo de $y+2\sigma$ e o valor mínimo e $y-2\sigma$. O Quadro 1, apresentado em GUMBEL, 1942, e POWEL, 1943, fornece os valores de 2σ em função de n, bem como os respectivos valores das curvas limite superior, TU, e limite inferior, TL, obtidos por explicitação de T na Eq. (2).

Quadro 1 – Valores de y e correspondentes períodos de retorno, T.

n (anos)	y para T=10 anos	$2\sigma \approx \frac{6.33}{\sqrt{n}}$	Curvas limite			
			Superior		Inferior	
			$y+2\sigma$	T_U	$y-2\sigma$	T_L
5		2.84	5.09	160	-0.59	1.20
10		2.00	4.25	70	0.25	1.85
20		1.42	3.67	40	0.83	2.80
50	2.25	0.90	3.15	24	1.35	4.40
100		0.63	2.88	18	1.62	5.60
200		0.45	2.70	15.5	1.80	6.50
500		0.28	2.53	13	1.97	7.70
1000		0.20	2.45	22	2.05	8.30

Na Figura 3 exemplificam-se curvas limite considerando amostras com períodos ajustados de registos até 60 anos. Para cada série de caudais máximos anuais, o período ajustado de registos é igual à dimensão da série (antes do preenchimento das falhas), adicionado de metade do número de anos com falhas objecto de preenchimento (DALRYMPLE, 1960).

Tendo por base as curvas locais de distribuição de frequências dos caudais máximos anuais registados num conjunto de estações hidrométricas definindo bacias hidrográficas integradas numa região previsivelmente homogénea, a fase subsequente de aplicação do teste de homogeneidade consiste na adimensionalização dessas curvas.

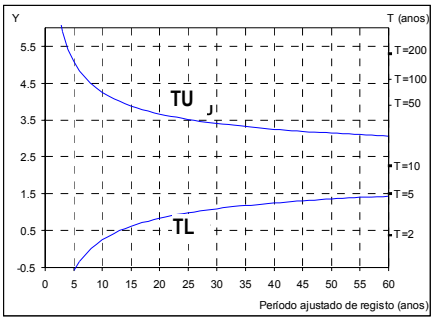


Figura 3 – Representação gráfica das curvas TU e TL.

Para tal, mediante leitura directa em cada curva local de distribuição de frequências de caudais, estima-se a média do caudal máximo anual assimilando-a ao período de retorno de 2.33 anos, ou seja, estima-se $Q_{2.33}$. De acordo com DALRYMPLE, 1960, a média obtida graficamente deverá ser mais estável do que a média determinada analiticamente.

O passo seguinte consiste em estimar o caudal Q_{10}, mais uma vez, mediante leitura directa em cada curva local de distribuição de frequências. Para as estações hidrométricas inseridas numa região previsivelmente homogénea obtêm-se, assim, pares de valores de (Q_{10} ; $Q_{2.33}$). À média dos quocientes entre estes caudais, associa-se o factor de escala $\Delta = \overline{Q_{10}/Q_{2.33}}$.

Seguidamente e por leitura directa em cada curva local de distribuição de frequências, retira-se o período de retorno, T, que, nessa curva, corresponde ao caudal definido pelo produto de Δ por $Q_{2.33}$. Por associação ao anterior valor de T do correspondente período ajustado de registos, $n_{ajustado}$, obtêm-se, no conjunto das estações hidrométricas analisadas, pares de valores ($n_{ajustado}$, T) que são representados no gráfico do teste de homogeneidade.

Para que a bacia hidrográfica referente a uma dada estação hidrométrica possa ser considerada como fazendo parte de uma região previsivelmente homogénea, a representação no gráfico do teste de homogeneidade do par de valores ($n_{ajustado}$, T) que lhe corresponde deverá situar-se no interior da área delimitada pelas curvas TU e TL – Figura 4.

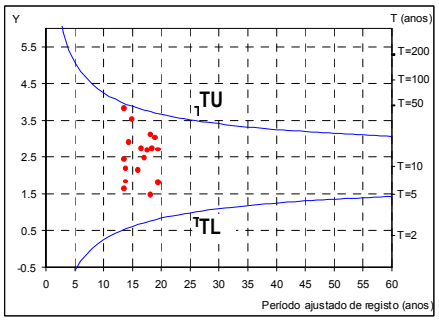


Figura 4 – Teste de homogeneidade.

4.5 CURVA REGIONAL DE DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIAS

As estimativas de quantis dos caudais máximos anuais mediante a utilização de uma curva regional de distribuição de frequências são tanto mais precisas, quanto maior for o número de curvas locais de distribuição de frequências utilizadas no estabelecimento da curva regional.

Refere-se, seguidamente, a sequência de cálculo conducente à obtenção da curva regional de distribuição de frequências relativa a uma região reconhecida como homogénea.

Como anteriormente se referiu, a primeira fase do estabelecimento da curva em menção corresponde à adimensionalização da curva local de distribuição de frequências relativa a cada uma das estações hidrométricas a que correspondem bacias hidrográficas inseridas na região homogénea,

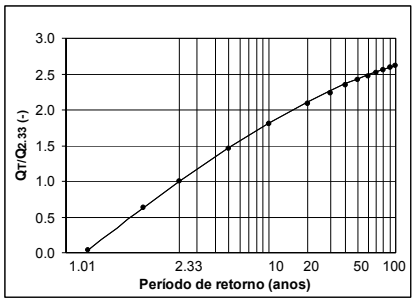
mediante a divisão das sucessivas ordenadas daquela curva local por um índice de cheias, igual à média, avaliada por $Q_{2.33}$, dos caudais máximos anuais registados na estação.

Nas curvas regionais adimensionalizadas são seguidamente lidos valores de $Q_T/Q_{2.33}$, considerando, para o efeito, sucessivos valores de T. O número de pontos $Q_T/Q_{2.33}$ assim obtido para cada estação hidrométrica deverá ser o suficiente para permitir o posterior traçado gráfico de curva regional em vista.

Aos valores de $Q_T/Q_{2.33}$ fornecidos para um mesmo T pelas curvas locais de distribuição de frequências relativas às estações hidrométricas inseridas na região associa-se, então, a correspondente mediana.

A curva de distribuição de frequências regional resulta do ajustamento manual de uma curva aos pontos representativos dos pares de valores (período de retorno; mediana de $Q_T/Q_{2.33}$) referentes às estações hidrométricas inseridas na região. Em tal curva o eixo das abcissas, relativo a períodos de retorno, é graduado na escala transformada proposta por POWEL, 1943, e o eixo das ordenadas, numa escala linear – Figura 5.

Figura 5 – Curva regional de distribuição de frequências.



4.6 RELAÇÕES ENTRE ÍNDICES DE CHEIAS E FACTORES FISIOGRÁFICOS

A curva regional de distribuição de frequências aplicável a uma região homogénea só permite obter quantis dos caudais de cheia em bacias hidrográficas inseridas naquela região se for possível dispor, para tais bacias, dos correspondentes valores de $Q_{2.33.}$ Conclui-se, assim, que a utilização de curvas regionais de distribuição de frequências na análise de cheias carece de procedimentos adicionais conducentes à estimativa dos valores de $Q_{2.33}$ em situações de ausência ou de insuficiência de registos hidrométricos.

De entre tais procedimentos, destaca-se o estabelecimento de relações entre médias dos caudais máximos anuais registados em estações hidrométricas e características fisiográficas (ex., área da bacia hidrográfica, capacidade de armazenamento na rede de drenagem e área adjacente ou ocupação do solo) ou climáticas (ex., precipitação, designadamente em curtos intervalos de tempo) das bacias hidrográficas definidas por aquelas estações.

Vários autores identificam a área da bacia hidrográfica como factor fisiográfico determinante na génese de cheias, dependência aliás expressa pela fórmula de Meyer, *in* QUINTELA, 1984, p. 675:

$$Q = c\, A^{\alpha} \qquad (6)$$

em que Q é o caudal (m^3/s), A, a área da bacia hidrográfica (km^2), c, um coeficiente que depende das características da bacia hidrográfica, e o expoente α toma valores inferiores a 1, em geral próximos de 0.5, mas variando entre 0.4 e 0.8.

Identificadas as regiões homogéneas e estabelecidas as correspondentes curvas regionais de distribuição de frequências, a associação a tais regiões de uma relação do tipo da expressa pela Eq. (6), mas fazendo intervir $Q_{2.33}$, torna possível obter caudais máximos anuais com diferentes períodos de retorno numa secção da rede hidrográfica com ausência ou insuficiência de registos hidrométricos. Para o efeito, basta determinar a área da bacia hidrográfica definida por aquela secção e estimar o correspondente índice de cheias por aplicação da mencionada relação. Com base neste

índice e na curva regional de distribuição de frequências relativa à região em que se insere a bacia hidrográfica definida por aquela secção procede-se, então, à avaliação dos caudais de ponta de cheia com diferentes períodos de retorno. Concretiza-se, assim a aplicação do método do índice de cheias proposto por DALRYMPLE, 1960.

5. APLICAÇÃO DO MÉTODO À REGIONALIZAÇÃO DE CAUDAIS INSTANTÂNEOS MÁXIMOS ANUAIS EM PORTUGAL CONTINENTAL

5.1 RECOLHA DE REGISTOS E IDENTIFICAÇÃO DO PERÍODO COMUM

As estações hidrométricas utilizadas nos estudos de regionalização cujos resultados se sintetizam no presente artigo foram seleccionadas de modo a assegurar que as séries de caudais instantâneos máximos anuais nelas registadas se referissem a condições sensivelmente naturais, ou seja, não alteradas, pelo menos significativamente, pela acção humana, e apresentassem:

- **Seis ou mais registos no período comum adoptado nos estudos**. Apesar de aquela dimensão exceder de uma unidade a mínima de cinco anos proposta DALRYMPLE, 1960, foi adoptado nos estudos por se ter verificado que, face aos registos disponíveis em Portugal Continental, a consideração de mais um ano praticamente não acarretava a diminuição do número de séries de caudais instantâneos máximos anuais susceptíveis de serem utilizadas na análise de regionalização. Tendo por base a sistematização da informação hidrométrica, adoptou-se para período comum (entendido como o intervalo de tempo em que maior número de estações hidrométricas apresentam registos, embora de modo eventualmente descontinuo) o período de 20 anos compreendido entre 1970/71 e 1989/90, inclusive.
- **Qualidade adequada**. A qualidade dos registos de caudais instantâneos máximos anuais foi testada em termos de homogeneidade e de independência temporal. Para apreciar a homogeneidade foram aplicados os testes de Wald-Wolfowitz, da ordenação, de Mann-Whitney e da homogeneidade da variância e, relativamente à independência, os de Spearman e do coeficiente de autocorrelação. O nível de confiança adoptado nos anteriores testes foi de 95%.
- **Séries completas no período comum de registos**. O preenchimento das eventuais falhas de caudais instantâneos máximos anuais baseou-se em análises de regressão linear simples aplicadas às séries daqueles caudais em duas estações hidrométricas, em que uma delas necessariamente apresenta registos, se não em todos, pelo menos em alguns dos anos em que a outra estação exibe falhas. A equação de regressão adoptada para preencher falhas numa dada estação hidrométrica pressupôs a identificação, de entre as estações possuindo registos nos anos em que aquela outra exibe falhas, das que conduziam ao maior número de anos com registos em ambas as estações e tais que, ao longo dos mesmos, as séries referentes à estação utilizada no preenchimento e à estação objecto de preenchimento exibiam correlação significativa. Para averiguar em que medida uma dada estimativa do coeficiente de correlação podia ser considerada significativa, aplicou-se o teste indicado por YEVJEVICH, 1972, p. 237-242, baseado na transformação z de Fisher.

Como resultados dos anteriores factores, de um universo de 227 estações hidrométricas pré-seleccionadas, concluiu-se que apenas as 120 esquematicamente localizadas na Figura 6 podiam ser utilizadas nos estudos de regionalização. De facto, 19 não transcreviam condições naturais, 69 não apresentavam pelos menos seis anos de registos no período comum e noutras 19 não foi possível efectuar o preenchimento de falhas no período comum.

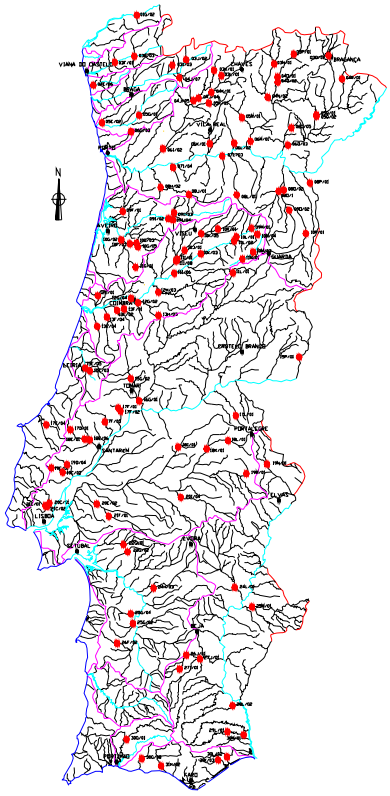


Figura 6 – Localização esquemática das 120 estações hidrométricas utilizadas na análise de regionalização de caudais instantâneos máximos anuais.

5.2 CURVAS LOCAIS DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIAS

Na Figura 7 exemplificam-se duas das 120 curvas locais de distribuição de frequências relativas às estações hidrométricas utilizadas nos estudos.

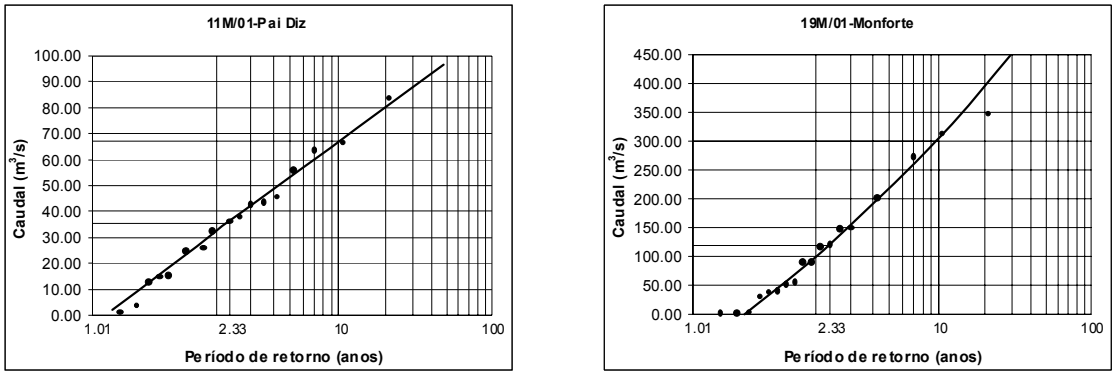


Figura 7 – Curvas locais de distribuição de frequências relativas às estações hidrométricas de Pai Diz (11M/01) e de Monforte (19M/01) localizadas nas bacias hidrográficas dos rios Mondego e Tejo, respectivamente.

Em conformidade com as indicações de DALRYMPLE, 1960, o ajustamento manual de cada curva local de distribuição de frequências atendeu, fundamentalmente, aos pontos representativos de caudais instantâneos máximos anuais efectivamente registados na estação hidrométrica. Nas situações em que aqueles pontos não sugeriam um andamento inequívoco para aquela curva, de entre traçados alternativos da mesma, optou-se pelo que exibia melhor ajustamento também aos pontos representativos de caudais instantâneos máximos anuais obtidos por preenchimento.

5.3 TESTE DE HOMOGENEIDADE

Tendo por base as curvas locais de distribuição de frequências, ensaiaram-se diferentes divisões de Portugal Continental em regiões homogéneas no que respeita a caudais instantâneos máximos anuais.

Numa primeira etapa, averiguou-se se o território continental poderia constituir uma única região homogénea. A Figura 8 contém o gráfico do correspondente teste de homogeneidade. Em tal figura, TU e TL são as curvas limites superior e inferior que, conjuntamente com o eixo das ordenadas, definem a área no interior da qual se devem localizar os pontos representativos de bacias hidrográficas com séries de caudais instantâneos máximos anuais conformes com a hipótese de homogeneidade da região para a qual o gráfico foi estabelecido (no caso da figura, Portugal Continental). No mesmo gráfico, o eixo das abcissas refere-se ao período de registos ajustado e o das ordenadas, ao período de retorno na escala transformada y, proposta por POWEL, 1943. A segunda escala das ordenadas, representada do lado direito do gráfico, estabelece a correspondência entre os valores de y e do período de retorno, T.

Regista-se que não houve preocupação em especificar os períodos de retornos associados a caudais $Q_{2.33}\,\Delta$ quando tais períodos se revelaram superiores aos máximos valores das escalas das ordenadas, uma vez que esta circunstância conduz necessariamente a pontos na Figura 8 localizados acima da curva TU e, como tal, não conformes com a hipótese de homogeneidade regional da série que representa. Na Figura 8 tais pontos foram, assim, ficticiamente assinalados.

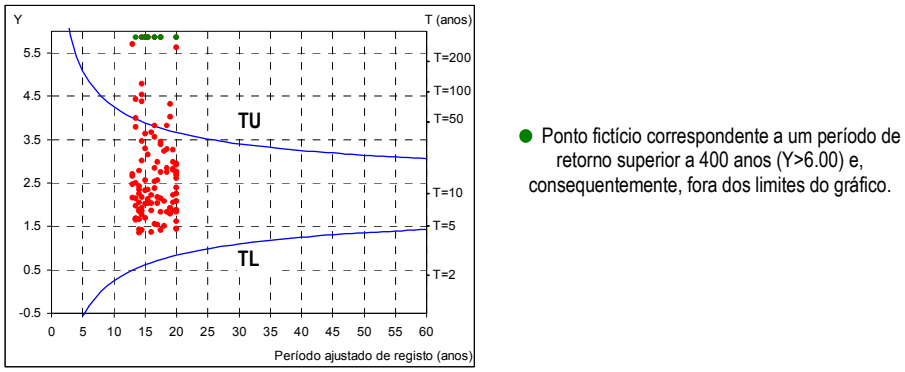


Figura 8 – Teste de verificação da homogeneidade para a totalidade do território continental.

A anterior figura indica que o território continental não pode ser considerado uma única região homogénea. Ensaiaram-se, assim, sucessivas hipóteses de constituição de regiões homogéneas, mas sempre por forma a que nunca ocorressem bacias hidrográficas compartilhadas por duas ou mais das regiões. Tentou-se, ainda, tirar o maior partido possível da informação hidrométrica disponível, evitando a concentração de estações hidrométricas em dadas regiões, mas antes tentando agrupá-las de modo a dispor-se de informação nas zonas do país menos monitorizadas.

Como resultado após sucessivas tentativas, estabeleceram-se as seis regiões esquematizadas representadas na Figura 9 e identificadas por: i) **região litoral a norte do rio Tejo**; ii) **bacia hidrográfica do rio Douro**; iii) **bacia hidrográfica do rio Mondego**; iv) **bacia hidrográfica do rio Tejo**; v) **região litoral a sul do rio Tejo** e vi) **região interior a sul do rio Tejo**. Das 120 estações hidrométricas analisadas as inseridas nas anteriores regiões são em número de, respectivamente, 38, 30, 17, 15, 9 e 11.

Para simplificação, adoptaram-se designações abreviadas para as regiões ii), iii) e iv). De facto, a região ii) engloba apenas as bacias hidrográficas da margem direita do rio Douro, a montante da confluência do rio Tâmega, incluindo a bacia hidrográfica deste rio, e as bacias hidrográficas da margem esquerda do rio Douro imediatamente a montante da confluência com o rio Paiva. A região iii)

respeita à bacia hidrográfica do rio Mondego na estação hidrométrica de Pt. de Sta. Clara (Coimbra) (12G/04), excluindo, contudo, o curso principal do rio. A região iv) engloba a margem esquerda do rio Tejo em conformidade com os limites estabelecidos no respectivo Plano de Bacia Hidrográfica (INAG, 2001) e a margem direita do mesmo rio sensivelmente a montante de Santarém. Os resultados da aplicação do teste de homogeneidade são apresentados na Figura 10.

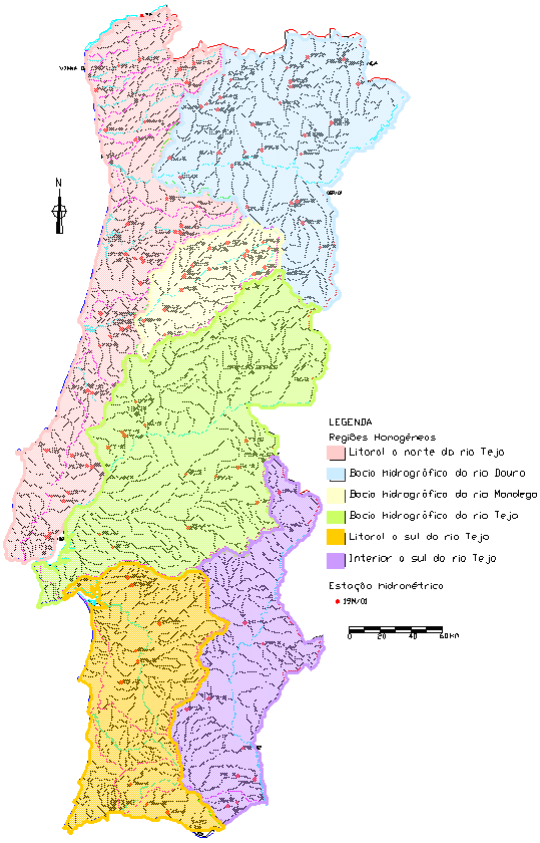
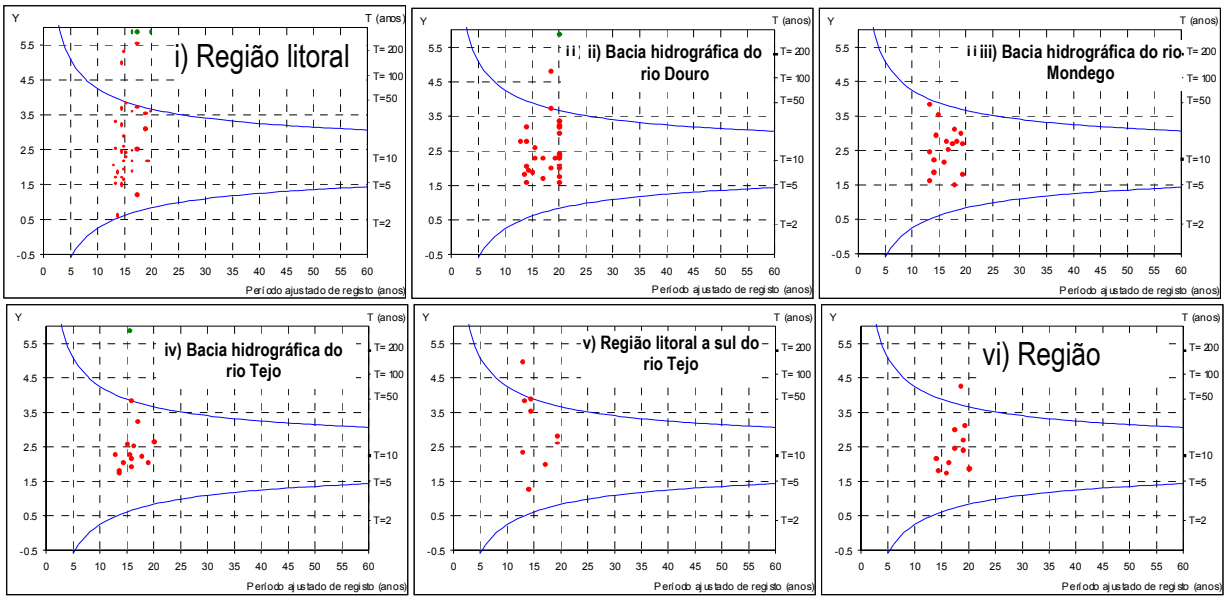


Figura 9 – Proposta de regionalização de Portugal Continental no que se refere a caudais instantâneos máximos anuais.

Tendo por base os gráficos Figura 10, constata-se que 109 das 120 séries de caudais instantâneos máximos anuais utilizadas na análise dão consistência à proposta de regionalização e apenas onze séries não são conformes com tal proposta. Para além de este último número de séries ser muito reduzido, verifica-se que correspondem a bacias geograficamente dispersas pelo que não tem sentido considerar o seu agrupamento de modo a constituírem uma sétima região. Acresce que, em comparação com o pressuposto de região única (Figura 8), se reduziram de 27 para onze as ocorrências de séries de caudais instantâneos máximos anuais não conformes com a hipótese de homogeneidade. Regista-se ainda que o número de séries não conformes com aquela hipótese nos demais cenários de regionalização equacionados foi sempre superior a onze.

Considera-se, assim, que a divisão de Portugal Continental proposta na Figura 9 conduz, de facto, ao reconhecimento, em cada uma das seis regiões aí representadas, de homogeneidade das séries de caudais instantâneos máximos anuais, pelo que se prosseguiu a análise de regionalização com base em tal divisão.



● - Ponto fictício correspondente a um período de retorno superior a 400 anos (Y>6.00) e, consequentemente, fora dos limites do gráfico.

Figura 10 – Testes de homogeneidade.

5.4 CURVAS REGIONAIS DE DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIAS

As curvas regionais de distribuição de frequências relativas às seis regiões da Figura 9, obtidas a partir das curvas locais de distribuição de frequências referentes às estações hidrométricas inseridas naquelas regiões homogéneas, estão representadas na Figura 11.

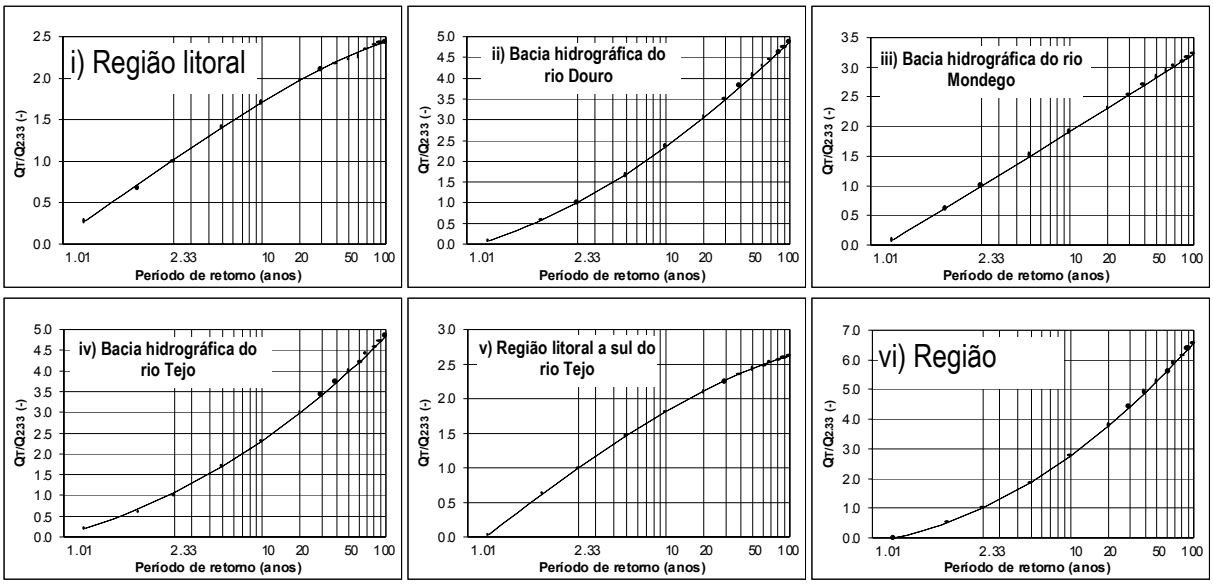


Figura 11 – Regionalização proposta. Curvas regionais de distribuição de frequências.

5.5 RELAÇÕES ENTRE ÍNDICES DE CHEIAS E ÁREAS DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS

De modo a permitir estimar os índices de cheias, $Q_{2.33}$, nas situações, previsivelmente mais frequentes, de insuficiência ou indisponibilidade de registos hidrométricos, averiguou-se a possibilidade de estabelecer relações entre aqueles índices e as áreas das bacias hidrográficas a que os mesmos se referem. Para o efeito, ensaiaram-se expressões do tipo $Q_{2.33} = D\ A^C$, em que $Q_{2.33}$ (m^3/s) é a média de caudais instantâneos máximos anuais, A (km^2), a área de bacia hidrográfica a que corresponde tal

média e D e C são parâmetros a estimar mediante análise de regressão linear simples no campo das transformadas logarítmicas de $Q_{2.33}$ e A. Anote-se que é também do anterior tipo a relação proposta por DALRYMPLE, 1960, na análise de regionalização que efectuou.

Na Figura 12 indicam-se os resultados obtidos, incluindo os valores estimados para os parâmetros das equações de regressão linear e para os respectivos coeficientes de correlação, c.c., bem como os pontos (A, $Q_{2.33}$) referentes às estações hidrométricas inseridas nas diferentes regiões e utilizadas na análise de regressão.

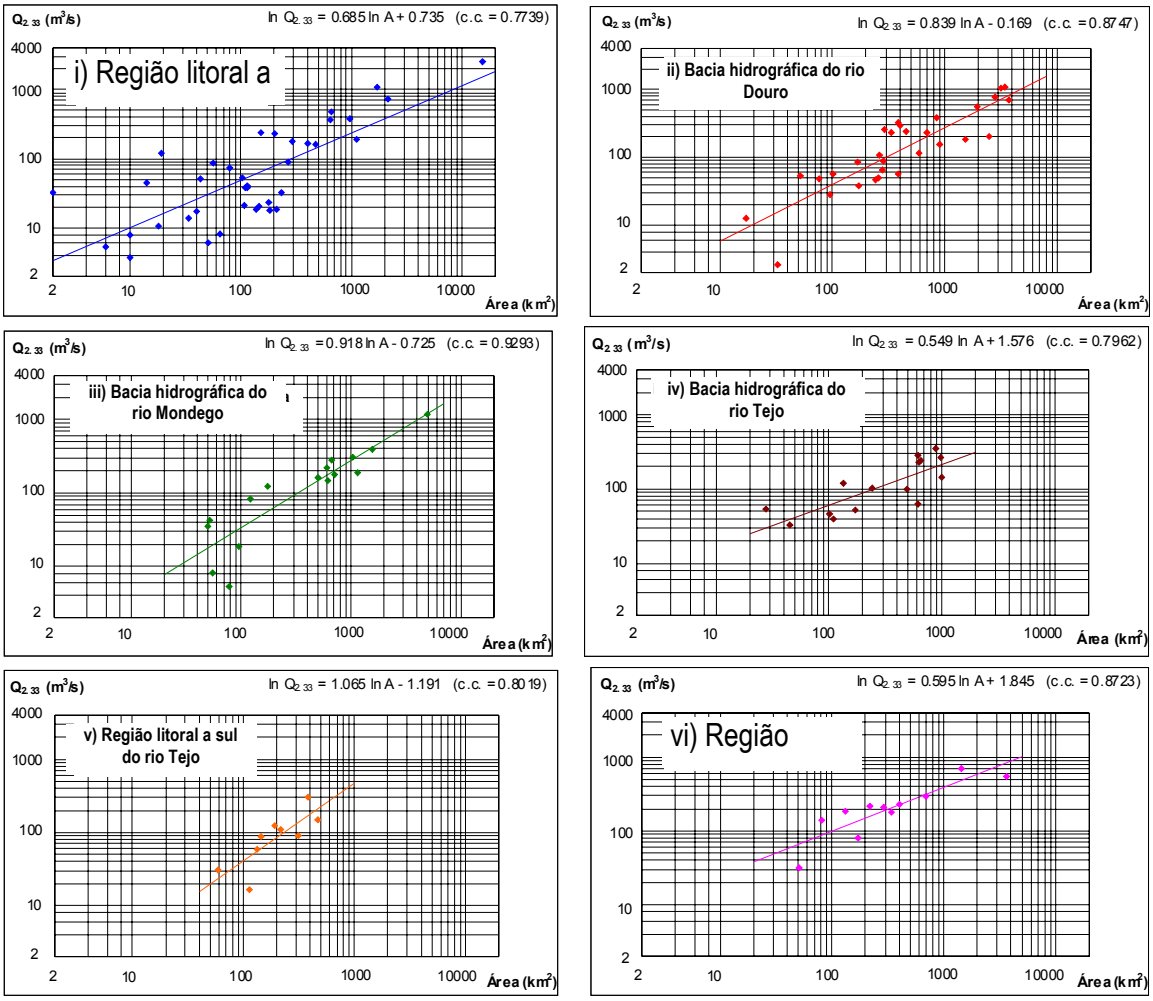


Figura 12 – Regionalização proposta. Relações entre a área de bacia hidrográfica e o índice de cheias, $Q_{2.33}$.

Para averiguar a validade das relações lineares estabelecidas aplicou-se o teste do coeficiente de correlação mencionado no item 5.1, que conferiu consistência à hipótese de dependência linear entre as transformadas logarítmicas das médias dos caudais instantâneos máximos anuais e das áreas das bacias hidrográficas a que respeitam tais médias, como deixavam antever, aliás, os resultados apresentados na Figura 12.

Deste modo, para as seis regiões da Figura 9 propõem-se as seguintes relações entre médias de caudais instantâneos máximos $Q_{2.33}$ (m^3/s) anuais e as áreas de bacias hidrográficas, A (km^2):

i) região litoral a norte do rio Tejo: $Q_{2.33} = 1.376\ A^{0.685}$

ii) bacia hidrográfica do rio Douro: $Q_{2.33} = 0.930\ A^{0.839}$

iii) bacia hidrográfica do rio Mondego: $Q_{2.33} = 0.730\ A^{0.918}$

iv) bacia hidrográfica do rio Tejo: $Q_{2.33} = 1.982\ A^{0.549}$
v) região litoral a sul do rio Tejo: $Q_{2.33} = 0.596\ A^{1.065}$
vi) região interior a sul do rio Tejo: $Q_{2.33} = 2.228\ A^{0.595}$

6. SÍNTESE E CONCLUSÕES

O estudo de **regionalização de caudais instantâneos máximos anuais**, brevemente apresentado, permite estimar caudais de ponta de cheia com dados períodos de retorno em secções da rede de drenagem de Portugal Continental em regime natural, na ausência ou insuficiência de registos hidrométricos.

Como resultado da aplicação da metodologia de DALRYMPLE, 1960, e do método do índice de cheias às séries de caudais instantâneos máximos anuais em 120 estações hidrométricas portuguesas, propõem-se, assim, as **seis regiões homogéneas**, em termos de caudais de ponta de cheia, esquematizadas na Figura 9 e descritas no artigo. Para cada região foram estabelecidas duas relações:

- uma expressa pela **curva regional de distribuição de frequências** (Figura 11) que, em função do período de retorno, T, fornece o quociente, $Q_T / Q_{2.33}$, entre o caudal de ponta de cheia com aquele período, Q_T, e o **índice de cheias**, $Q_{2.33}$;
- outra que, entrando em conta apenas com a área, A, da bacia hidrográfica objecto da análise de cheias, permite obter o **índice de cheia**, $Q_{2.33}$ (Figura 12).

Na Figura 13 esquematiza-se a sequência de cálculo que, tendo por base a área A, da bacia hidrográfica aí representada, concretiza a aplicação dos procedimentos propostos à avaliação de caudais de ponta de cheia na mesma.

Como desenvolvimentos subsequentes do estudo antevê-se o ajustamento de expressões às curvas regionais de distribuição de frequência e o relacionamento dos parâmetros dessas expressões com características fisiográficas das bacias hidrográficas e, eventualmente, com características hidrológicas.

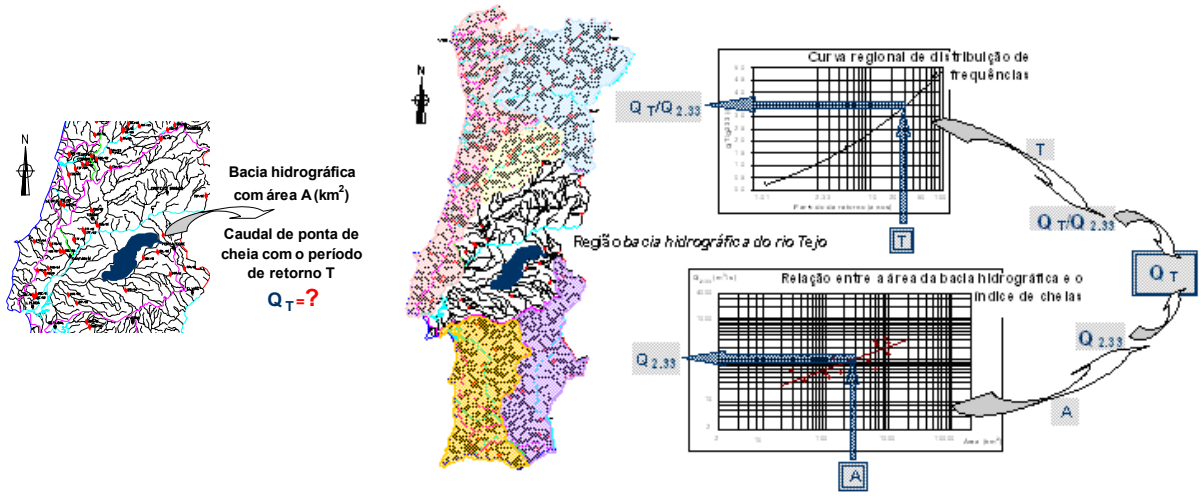


Figura 13 – Representação esquemática dos procedimentos propostos para a obtenção de caudais de ponta de cheia em Portugal Continental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACREMAN, M. C. e SINCLAIR, C.D., 1986. *Classification of Drainage Basins According to their Physical Characteristics: An Application for Flood Frequency Analysis in Scotland*. Journal of Hydrology, 84, pp. 365-380.

ACREMAN, M. C., e WILTSHIRE, S. F. R., 1989. *The Regions are Dead; Long Live the Regions. Methods of Identifying and Dispensing with Regions for Flood Frequency Analysis*. MHSPubz., 187:175-188.

BURN, D. H., 1988a. *Delineation of Groups for Regional Flood Frequency Analysis*. J. Hydrol., 104: 345-361.

BURN, D. H., 1988b. *Cluster Analysis as Applied to Regional Flood Frequency*. Journal of Water Resources Planning and Management, 115(5): 567-582.

BURN, D. H. e ZRINJI, Z., 1994. *Flood Frequency Analysis for Ungauged Sites using Region of Influence Approach*. J Hydrol., 153:1-21.

BURN, D. H., ZRINJI, Z. e KOWALCHUK, M., 1997. *Regionalization of Catchments for Regional Flood Frequency Analysis.* J Hydrol. Eng, 76-82.

COURSEY, D. G., s/d. *Objective Regionalization of Peak Flow Rates*. Agricultural Research Service. U. S. Department of Agriculture. Chickasha, Oklahoma, U.S.A.

DALRYMPLE, T., 1960. *Flood Frequency Analysis*. U.S. Geological Survey Water Supply Paper 1543-A., Reston, Va.

GONÇALVES, M. I., 1993. Regionalização da Distribuição Generalizada de Extremos. Aplicação à Previsão de Caudais de Cheia. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

GUMBEL, E. J., 1942. *Statistical Control-Curves for Flood-Discharges.* Am. Geophys. Union Trans., pt. 2, pp., 489-509.

INAG, 2001. Plano de bacia hidrográfica do rio Tejo.

LOUREIRO, J. M., 1984. Expressão para o Cálculo do Caudal de Cheia em Cursos de Água de Portugal, Recursos Hídricos, 5(1), pp. 53-78.

MOSLEY, M. P., 1981. *Delimitation of New Zealand Hydrologic Regions*. J Hydrol., 49:173-192.

NATHAN, R.J. e MCMAHON, T. A., 1990. *Identification of Homogeneous Regions for the Purposes of Regionalization*. J. Hydrol., 121:217-238.

POWEL, R. W., 1943. *A Simple Method of Estimating Flood Frequencies*. Civil Eng., 13 (2), pp. 105-106.

QUINTELA, A. C., 1984. "Hidrologia de águas superficiais", *in Curso Internacional de Hidrologia Operativa*, MES, STOP, DGRAH, 1984, vol. 2, pp. 505-716.

RAO, A. R. e HAMED, K. H., 2000. *Flood Frequency Analysis*. CRC Press LLC, N.W. Corporate Blvd., Boca Raton, Florida, U.S.A.

REITANO, B. e ROSSI, G., 1992. *Accorpamento di Bacini per Lánalisi Regionale delle Piene Tramite Analisi del Gruppi e Analisi Discriminante*. 23º Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche.

SOUSA, P. C., 1998. Contribuição para a Análise Regional da Distribuição de Caudais de Cheia em Portugal Continental. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Rega e dos Recursos Agrícolas. Instituto Superior de Agronomia, Lisboa.

USWRC (U.S. Water Resources Council) 1988. *Guidelines for Determining Flood Flow Frequency*. Bull. 17, Hydrology Committee, Washington D.C., 1988.

WILTSHIRE, S. E., 1985a. *Grouping Basins for Regional Flood Frequency Analysis*. Hydrol. Sci., 30, pp. 151-159.

WILTSHIRE, S. E., 1985b. *Identification of Homogeneous Regions for Flood Frequency Analysis*. J. Hydrol., 84: 287-302.

WILTSHIRE, S. E., 1986. *Regional Flood Frequency Analysis II: Multivariate Classification of Drainage Basins in Britain*. Hydrol. Sci. J., 31:335-346.

WILTSHIRE, S. E., BERAN, M., 1987. *Multivariate Techniques for the Identification of Homogeneous Flood Frequency Regions*. Regional Rood Frequency Analysis, 133-145.

YEVJEVICH, V., 1972. Stochastic Processes in Hydrology. Water Resour. Publ., Fort Collins, Co., 1972.

DETERMINAÇÃO DE CAUDAIS DE CHEIA EM PEQUENAS BACIAS HIDROGRÁFICAS

Maria Gabriela Santana Fialho Acabado

Engª Civil IST, INAG, Av. Alm. Gago Coutinho, 30, 1049-066 Lisboa +351.1.8430000, e-mail

RESUMO

Na presente comunicação aborda-se a determinação de caudais de ponta de cheia em pequenas bacias hidrográficas, quer rurais ou naturais quer semi-urbanas, apresentando-se uma metodologia expedita com formulação racional. Dado que muitas vezes não existem medições de caudal, há necessidade de recorrer às precipitações, estudando as relações entre intensidade, duração e frequência e à obtenção das curvas Intensidade - Duração - Frequência (I - D - F).

Dispõem-se actualmente em Portugal Continental e Insular das curvas I - D - F para vários períodos de retorno até 1.000 anos (valores corrigidos - 1998). Dispõe-se também das relações entre precipitações com duração inferior a 24 horas e inferior a 1 hora com as precipitações diária e horária, para vários períodos de retorno, até 100 anos.

Verifica-se que o Método Racional é aplicável quando se pretende determinar o caudal de máxima cheia para um dado período de retorno e se necessita de apenas um ponto do hidrograma de cheia - o máximo, e não a sua forma.

Palavras chave: Caudais de cheia, pequenas bacias, rurais e semi-urbanas, método expedito, formulação racional

1 - INTRODUÇÃO

A determinação de caudais de cheia em pequenas bacias hidrográficas assume particular importância em múltiplas situações de dimensionamento de obras hidráulicas em bacias naturais, semi-urbanas e urbanas.
Para pequenas bacias não existem em geral medições de caudal que permitam a análise de séries de caudais, pelo que se recorre muitas vezes ao estudo das relações precipitação – escoamento, dado que normalmente se dispõe de elementos suficientes relativos a precipitações.
Há no entanto que ter presente, que chuvadas com dado período de retorno não implicam necessariamente a ocorrência de caudais com igual período de retorno. Neste caso, a ausência de medição de caudais em períodos relativamente longos conduziu à necessidade de recorrer às precipitações, estudando as relações entre intensidade, duração e frequência e à obtenção das correspondentes curvas de Intensidade – Duração – Frequência (I – D – F). Estas curvas são expressões exponenciais do tipo $I = at^b$ em que "I" é a intensidade máxima média da precipitação, "t" a duração e "a" e "b" são parâmetros.
Dispomos para Portugal Continental e Insular das curvas I – D – F para vários períodos de retorno, sendo que foram propostas novas expressões corrigidas das curvas para Portugal Continental, indo o período de retorno até 1.000 anos, Brandão e Rodrigues, (1998). Dispõe-se também das relações entre precipitações com duração de 1, 3, 6 ou 12 horas e 24 horas e entre 5, 10, 15 ou 30 minutos e 1 hora, para diversos períodos de retorno (T = 2, 5, 10, 20, 50 e 100 anos), conforme consta dos elementos bibliográficos consultados.

2 - OBJECTIVOS DO TRABALHO

O objectivo que se pretende atingir com este trabalho, é a apresentação de uma metodologia de utilização expedita, para o cálculo de caudais de ponta de cheia em pequenas bacias hidrográficas onde não existam registos de caudais. O método proposto utiliza uma formulação Racional.
Analisaram-se estudos elaborados recentemente para ribeiras da zona Metropolitana de Lisboa por empresas de consultoria idóneas, onde se utilizaram diferentes metodologias e foram comparados os resultados obtidos. Verifica-se que o Método Racional apresenta valores da mesma ordem de grandeza que os obtidos por aplicação de metodologias mais elaboradas como por exemplo utilizada no modelo de simulação Hec – 1, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center do US Army Corps of Engineers dos Estados Unidos da América.

3 - METODOLOGIAS

Existe uma grande variedade de métodos de cálculo de caudais de cheia, cuja diversidade multiplicada pelas suas inúmeras variantes, decorrentes do número e tipo de parâmetros e da gama de valores que cada um utiliza, torna difícil a escolha.
É de grande importância dispor de métodos de utilização expedita para o cálculo de caudais de ponta em pequenas bacias onde não existem registos hidrométricos.
Os métodos globais elementares constituem a abordagem mais simplificada da transformação da precipitação em escoamento. Estes baseiam-se em expressões de cálculo simples que estabelecem uma relação directa entre a precipitação e o caudal máximo. Podem ser utilizados como ferramentas simples para o dimensionamento.
De entre os métodos globais elementares, ocupam lugar de destaque os métodos de formulação racional. Foi no final do século XIX que foi publicada pela primeira vez a conhecida fórmula racional, por Kuichling, engenheiro municipal de Nova York. A fórmula empírica racional constituiu uma

abordagem global simplificada da realidade dos fenómenos. Caracterizava-se pela lógica dos conceitos, simplicidade e facilidade de compreensão. Posteriormente, em todo o mundo, muitos trabalhos científicos tomaram como ponto de partida a fórmula racional americana, modificando-a através da explicitação dos seus parâmetros de base e da introdução de novos parâmetros, dando origem a um grande número de formulações do tipo racional, com actualização crescente. As hipóteses básicas subjacentes ao Método Racional são as seguintes:

- admissão de relações lineares entre o caudal máximo e a área drenante e entre o caudal máximo e a intensidade de precipitação com duração igual ao tempo de concentração - tc, definido este como o tempo de percurso entre o ponto hidraulicamente mais remoto da bacia e a secção de cálculo;
- admissão de que a intensidade de precipitação é constante durante o intervalo de tempo t_c;
- admissão de que a precipitação e o caudal por ela originado têm a mesma frequência ou período de retorno.

As limitações do método racional para traduzir o comportamento real da transformação da precipitação em escoamento podem sistematizar-se nos seguintes aspectos fundamentais:

a) As relações caudal – área e caudal – intensidade da precipitação não são lineares. Com efeito, a precipitação é uma variável espacialmente distribuída e o coeficiente de escoamento não depende apenas das características físicas da bacia, mas também das características da própria precipitação. A admissão de que o caudal máximo ocorre ao fim de um intervalo de tempo de duração t_c não é verdadeira em situações de regime variável, para as quais o tempo de equilíbrio não coincide necessariamente com o tempo de concentração.
b) A precipitação é um fenómeno de intensidade variável no tempo. A admissão de que esta permanece constante durante o intervalo de tempo t_c é uma simplificação que se afasta da realidade, tanto mais quanto maior for este último valor. Por outro lado, a duração dos eventos reais é variável, frequentemente superior à duração do tempo de concentração. Assim, a consideração do hietograma de duração de base t_c contido no evento real representa apenas uma fracção da quantidade da precipitação total real. A quantidade de precipitação que antecede o hietograma de intensidade máxima influencia o valor do caudal de ponta, em particular se este último se localiza no fim de um evento de longa duração. A localização do hietograma da intensidade máxima de duração t_c tem igualmente implicação no valor do coeficiente C. Se a sua ocorrência se dá no início, as condições antecedentes do solo permeável podem ter eventualmente importância, o que já não acontece se ela se dá no fim do evento, quando já se atingiu a saturação do solo e o preenchimento das depressões das áreas permeáveis e impermeáveis.
c) A admissão de que a frequência ou período de retorno do caudal é igual à frequência ou período de retorno da precipitação, pode afastar-se da realidade no sentido não conservativo (período de retorno do caudal superior ao período de retorno da precipitação, agravando-se a diferença para valores mais elevados deste último), o que se deve à não linearidade da transformação precipitação – escoamento e às múltiplas interacções das variáveis intervenientes.
d) A resposta à transformação de um hietograma de precipitação em qualquer ponto de um sistema de drenagem é representada por um hidrograma de escoamento, ou seja, por uma curva da evolução do caudal com o tempo. O método racional permite apenas estimar um ponto desse hidrograma, o valor do caudal máximo.

Devido a estes inconvenientes, vários investigadores propuseram novas fórmulas racionais modificadas, o que constituiu um primeiro passo para ultrapassar as limitações inerentes aos aspectos referidos em b) e c). Eles resultam da aplicação dos métodos globais elementares a sub-bacias resultantes da decomposição da bacia total e consideradas independentes. Assim, o Método Racional aplicado a sub-bacias de uma bacia principal, a cada uma das quais está associado um tempo de concentração, permite ter em consideração, embora simplificadamente, a heterogeneidade da bacia

através da decomposição em sub-bacias sensivelmente homogéneas a que podem ser atribuídas diferentes coeficientes C.

Nos últimos anos, a fórmula racional tem sido objecto de re-análise, com as seguintes finalidades: conhecer melhor o domínio de validade das suas hipóteses simplificativas; adequar os procedimentos de determinação das suas variáveis; ajustar os valores dos seus parâmetros.

As diversas versões da fórmula racional distinguem-se essencialmente pelas técnicas ou metodologias de avaliação das suas variáveis e parâmetros (precipitação, tempo de concentração, coeficiente C, coeficiente de ajustamento, período de retorno utilizado no dimensionamento, área drenante máxima de aplicação do método).

O Método Racional estrutura de forma simples e adequada a influência que no processo de cálculo dos caudais de cheia têm os factores que essencialmente o condicionam. Os seus parâmetros têm um claro sentido físico, que favorece o controlo dos cálculos e que são além disso susceptíveis de estudos regionais, o que facilita a sua imediata aplicação a casos concretos. Estas vantagens justificam que este método seja actualmente o mais usado no mundo.

Contudo as versões tradicionais do Método Racional conduzem a resultados pouco satisfatórios, que em geral sobrestimam a lei de frequência dos caudais, especialmente no caso de baixos e médios períodos de retorno. Assim sendo, deve o projectista ter particular cuidado com a forma de cálculo dos parâmetros e das variáveis intervenientes atrás referidas.

Era conveniente que fossem efectuados estudos em bacias tipo onde se dispusesse de medições de caudal que permitissem para Portugal dispor de elementos que conduzissem a melhores resultados, corrigindo deficiências já conhecidas da Fórmula Racional, ao nível do coeficiente C, do coeficiente de uniformidade da bacia, tal como tem vindo a ser feito em Espanha pelo CEDEX para a Dirección General de Carreteras, conforme consta em TEMEZ, (1992).

O presente trabalho foi elaborado na tentativa de possibilitar, desde já, um mais uniforme procedimento para os eventuais utilizadores da Fórmula Racional.

4 - MÉTODO RACIONAL

4.1. Fórmula

A relação entre o caudal máximo, para o período de retorno "T" e a intensidade de precipitação é expressa pela relação

$$Q(T) = K\,C\,I\,A \qquad (1)$$

em que

$Q(T)$ – caudal máximo associado a um período de retorno T ($m^3\,s^{-1}$).

K – coeficiente de ajustamento que depende das unidades escolhidas e dos factores de correcção que se pretende incluir.

C – coeficiente que engloba a qualidade da superfície e é função do período de retorno.

I – intensidade de precipitação (t_c, T)

A – área da bacia de drenagem (km^2)

O significado das variáveis é o seguinte: K depende das unidades escolhidas e pode englobar um factor correctivo; C representa a fracção da quantidade de precipitação que dá origem a escoamento superficial e é traduzido por um número adimensional compreendido entre 0 e 1; I (t_c, T) é a intensidade média máxima da precipitação para uma duração igual ao tempo de concentração da bacia (t_c,) e determinado período de retorno (T), sendo obtida a partir das expressões analíticas ou gráficas das curvas Intensidade – Duração – Frequência; A representa a área da bacia drenante na secção de determinação do caudal.

4.2. Coeficiente C

O coeficiente C é a menos precisa variável da Fórmula do Método Racional. A escolha apropriada requer julgamento e experiência da parte do hidrologista. A sua avaliação constitui um dos aspectos mais importantes e delicados da representação do escoamento pluvial.

Inspecção local e fotografias aéreas são muito úteis, para estimar a natureza da superfície dentro da bacia de drenagem.

O coeficiente C depende da intensidade da precipitação, duração, inclinação da superfície, tipo e condições do solo. A taxa de infiltração decresce à medida que a duração da chuvada aumenta, sendo influenciada pelas condições antecedentes de humidade do solo. Também o grau de compactação do solo, a porosidade do sub-solo, a vegetação, o declive e as depressões de possíveis armazenamentos o condicionam, dependendo também do período de retorno.

Um valor ponderado para C deve ser escolhido, de molde a representar a integração de efeitos de todos estes factores.

Encontram-se na bibliografia da especialidade, variadas tabelas com valores propostos para este coeficiente. Apresentam-se no final algumas destas tabelas, com a respectiva origem e que são referidas na bibliografia consultada, Quadro 1 e Quadro 2.

4.3. Intensidade da precipitação

A aplicação do Método Racional implica o cálculo da intensidade da precipitação para um dado período de retorno e uma determinada duração – o tempo de concentração.

Para a sua determinação dispõe-se para o Continente e para as Regiões Autónomas das curvas Intensidade – Duração – Frequência constantes em MATOS e SILVA, (1986).

A intensidade de precipitação é dada pela expressão analítica $I = at^b$, em que “a” e “b” são os parâmetros da curva I – D – F, para a zona em causa e para o período de retorno pretendido, sendo o tempo “t” o tempo de concentração.

Na bibliografia apresentada BRANDÃO e HIPÓLITO (1997) e GODINHO (1987), encontram-se igualmente as relações entre a intensidade média diária e horária do mesmo período de retorno, bem como as relações entre a intensidade horária e a intensidade correspondente a durações inferiores a uma hora para idêntico período de retorno - Quadro3 e Quadro 4.

Recentemente foi elaborado novo estudo sobre precipitações “Precipitações Intensas em Portugal Continental para Períodos de Retorno até 1000 anos”, BRANDÃO E RODRIGUES, (1998), onde são propostas as novas expressões das curvas I – D – F para Portugal Continental, cujos parâmetros constam do Quadro 5.

4.4. Tempo de concentração

O tempo de concentração da bacia é o tempo necessário para que cheguem à secção considerada as gotas de chuva hidrologicamente mais afastadas.

A intensidade da precipitação da Fórmula Racional deve referir-se a um intervalo de duração igual ao tempo de concentração. É um dos parâmetros de maior importância na caracterização das bacias hidrográficas no aspecto hidrológico, nomeadamente no que se refere à determinação dos caudais de cheia através de fórmulas empíricas, semi-empíricas ou do Método Racional.

Sendo um factor de muito difícil determinação, são numerosas as fórmulas empíricas estabelecidas por diferentes autores em condições diversas. Daqui deriva a fragilidade e o estreito campo de aplicação de muitas delas.

1. ***Fórmula de Kirpich***

$$tc = 0.0078\, L^{0.77}\, S^{-0.385} \qquad (2)$$

L – em pés

$$S = \frac{\Delta N}{L}\ (\text{adimensional})$$

Quadro 1

Coeficientes C para uso no Método Racional

Características da Superfície	Período de retorno (anos)						
	2	5	10	25	50	100	500
Urbanizado							
	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Asfáltico							
Betão/Telhado	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Relvados (jardins, parques, etc.)							
Más condições (relvado ocupando menos de 50% da área)							
	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Plano, 0-2%							
Médio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Inclinado, +7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Razoáveis condições (relvado ocupando entre 50% a 70% da área)							
	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Plano, 0-2%							
Médio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Inclinado, +7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Boas condições (relvado ocupando mais de 75% da área)							
	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Plano, 0-2%							
Médio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Inclinado, +7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Rural							
Terras de cultivo							
	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Plano, 0-2%							
Médio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Inclinado, +7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastagens/Prados							
	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Plano, 0-2%							
Médio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Inclinado, +7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Florestas/Bosques							
	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Plano, 0-2%							
Médio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Inclinado, +7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fonte: "Applied Hydrology, Ven Te Chow, Maidment and Mays, 1988.

Quadro 2

Coeficiente C em função do período de retorno

para diversas tipologias de ocupação

Tipologia de ocupação	COEFICIENTES C		
	Período de retorno (anos)		
	5-10	25	100
Pavimentos			
asfáltico	0.80	0.88	0.95
betão	0.85	0.93	0.95
Passeios	0.85	0.93	0.95
Coberturas (telhados)	0.85	0.93	0.95
Relvado em solo permeável			
plano < 2%	0.07	0.08	0.09
médio, 2-7%	0.12	0.13	0.15
inclinado > 7%	0.17	0.19	0.21
Relvado em solo impermeável			
plano < 2%	0.18	0.20	0.22
médio, 2-7%	0.22	0.24	0.27
inclinado > 7%	0.30	0.33	0.37
Área florestada em solo permeável			
plano < 2%	0.12	0.13	0.15
médio, 2-7%	0.20	0.22	0.15
inclinado > 7%	0.30	0.33	0.37
Área florestada em solo impermeável			
plano < 2%	0.30	0.33	0.37
médio, 2-7%	0.40	0.44	0.50
inclinado > 7%	0.50	0.55	0.62

Fonte: “DRAINAGE CRITERIA MANUAL, 1977”.

Quadro 3

Relações entre a precipitação com duração de (P_d) e a precipitação diária (P_{24h}), para os períodos de retorno de 2, 10, 50 e 100 anos, para Aveiro, Lisboa e Évora e Faro

Posto	T (ano)	P_{24h}	P_{1h}/P_{24h}	P_{3h}/P_{24h}	P_{6h}/P_{24h}	P_{12h}/P_{24h}
Aveiro	2	57,42	0,29	0,45	0,58	0,79
	10	81,30	0,30	0,45	0,59	0,77
	50	101,74	0,30	0,45	0,59	0,77
	100	110,45	0,30	0,45	0,59	0,77
	Média	**---**	**0,30**	**0,45**	**0,59**	**0,77**
Lisboa	2	64,19	0,29	0,44	0,58	0,79
	10	96,94	0,31	0,46	0,60	0,77
	50	125,14	0,31	0,47	0,60	0,78
	100	137,71	0,32	0,47	0,61	0,78
	Média	**---**	**0,31**	**0,46**	**0,60**	**0,78**
Évora	2	52,96	0,34	0,50	0,63	0,79
	10	90,77	0,32	0,48	0,61	0,78
	50	123,57	0,32	0,47	0,61	0,78
	100	137,37	0,31	0,47	0,60	0,78
	Média	**---**	**0,32**	**0,48**	**0,61**	**0,78**
Faro	2	57,38	0,34	0,50	0,63	0,79
	10	105,54	0,32	0,48	0,61	0,78
	50	147,68	0,32	0,47	0,61	0,78
	100	165,60	0,31	0,47	0,60	0,78
	Média	**---**	**0,32**	**0,48**	**0,61**	**0,78**
Aveiro, Lisboa, Évora e Faro	**Média global**	**---**	**0,31**	**0,47**	**0,60**	**0,78**

Fonte: "Análise da precipitação para o estudo das cheias em Portugal", Cláudia Brandão e João Hipólito, 1997.

Quadro 4

Relações entre a precipitação com duração de (P_d) e a precipitação horária (P_{1h}), para os períodos de retorno de 2, 10, 50 e 100 anos, para Aveiro, Lisboa e Évora e Faro

Posto	T (ano)	P_{1h}	$P_{5\ min}/P_{1h}$	$P_{10\ min}/P_{1h}$	$P_{15\ min}/P_{1h}$	$P_{30\ min}/P_{1h}$
Aveiro	2	16,73	0,38	0,50	0,58	0,76
	10	24,07	0,39	0,50	0,59	0,77
	50	30,41	0,39	0,51	0,59	0,77
	100	33,12	0,39	0,51	0,59	0,77
	Média	**---**	**0,39**	**0,51**	**0,59**	**0,77**
Lisboa	2	18,41	0,38	0,49	0,58	0,76
	10	29,63	0,40	0,51	0,60	0,77
	50	39,36	0,40	0,52	0,60	0,78
	100	43,58	0,41	0,52	0,61	0,78
	Média	**---**	**0,40**	**0,51**	**0,60**	**0,77**
Évora	2	18,09	0,43	0,55	0,63	0,79
	10	29,38	0,41	0,53	0,61	0,78
	50	39,11	0,41	0,52	0,61	0,78
	100	43,20	0,40	0,52	0,60	0,78
	Média	**---**	**0,41**	**0,53**	**0,61**	**0,78**
Faro	2	19,72	0,43	0,55	0,63	0,79
	10	34,15	0,41	0,53	0,61	0,78
	50	46,74	0,41	0,52	0,61	0,78
	100	52,08	0,40	0,52	0,60	0,78
	Média	**---**	**0,41**	**0,53**	**0,61**	**0,78**
Aveiro, Lisboa, Évora e Faro	**Média global**	**---**	**0,40**	**0,52**	**0,60**	**0,78**

Fonte: "Análise da precipitação para o estudo das cheias em Portugal", Cláudia Brandão e João Hipólito, 1997.

Quadro 5

Expressões IDF propostas

Estação udográfica	Parâmetros	Curva IDF ($I_{(mm/h)} = at_{(min)}^{b}$)			
		1000	500	100	50
Bragança	a	469.45	435.89	357.89	324.17
	b	-0.614	-0.612	-0.609	-0.607
Vila Real	a	767.12	703.45	556.04	492.67
	b	-0.659	-0.656	-0.647	-0.642
Porto (Serra do Pilar)	a	492.98	462.63	392.06	361.53
	b	-0.574	-0.576	-0.58	-0.583
Aveiro (Universidade)	a			420.5	384.96
	b			-0.621	-0.62
Caramulo	a	428.17	393.46	313.44	279.23
	b	-0.509	-0.505	-0.492	-0.485
Penhas Douradas	a	859.55	787.4	620.87	549.52
	b	-0.669	-0.664	-0.649	-0.641
Covilhã	a	472.942	438.14	357.356	322.509
	b	-0.562	-0.56	-0.552	-0.548
Coimbra	a	1020.4	943.9	766	689.05
	b	-0.683	-0.683	-0.681	-0.68
Fonte Boa	a	520.89	484.46	399.74	363.09
	b	-0.613	-0.613	-0.611	-0.61
Lisboa (IGIDL)	a	579.94	541.23	451.14	412.14
	b	-0.592	-0.592	-0.594	-0.595
Évora (Cemitério)	a	752.99	702.32	584.27	533.36
	b	-0.631	-0.632	-0.636	-0.638
Catraia	a	1521.34	1226.80	745.79	600.34
	b	-0.616	-0.611	-0.6	-0.595
S. Brás de Alportel	a	1458.66	1174.97	708.99	570.33
	b	-0.581	-0.58	-0.577	-0.576
Figueirais	a	2659.5	1982.22	1008.21	749.83
	b	-0.616	-0.61	-0.598	-0.592
Praia da Rocha	a	453.42	423.06	352.57	322.14
	b	-0.566	-0.567	-0.571	-0.574
Monchique	a	3518.46	2548.65	1145.89	
	b	-0.765	-0.737	-0.633	
Faro	a	923.71	858.24	703.88	637.12
	b	-0.631	-0.633	-0.636	-0.638

Fonte: "Precipitações Intensas em Portugal Continental para Períodos de Retorno até 1000 anos", Cláudia Brandão e Rui Rodrigues, INAG, 1998.

ΔN – diferença entre as cotas máxima e mínima da bacia hidrográfica

tc – minutos

Fórmula de Temez

$$t_c = 0.3\left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76} \quad (3)$$

L – km

$$S = \frac{\Delta N}{L} \text{(adimensional)}$$

tc - horas

Fórmula de Giandotti

$$t_c = \frac{\alpha\sqrt{A} + \beta L}{\gamma\sqrt{h_m}} \quad \text{(horas)} \quad (4)$$

L - km

A – km^2

h_m – altura média da bacia, em metros a partir da curva hipsométrica

α, β, γ dependem da área da bacia quando A ≤ 400 km^2 tem-se α = 4, β = 1.5 e γ= 0.8.

Fórmula do Soil Conservation Service (S.C.S.)

$t_c = 1.67\ t_e$ (5)

onde:

t_e – tempo de atraso" – é o intervalo que medeia entre o centro de gravidade do hietograma e a ponta de cheia do hidrograma correspondente.

O tempo de atrazo – t_e – calcula-se com base numa equação estabelecida pelo S.C.S. e que, em unidades métricas se escreve (Correia, 1983):

$$t_e = \frac{L^{0.8}(C_M + 1)^{0.7}}{734.43\ S^{0.5}} \quad \text{(horas)} \quad (6)$$

em que:

L – é o comprimento, em metros, desde o ponto cinematicamente mais remoto até à secção em estudo.

$$S = \frac{\Delta N}{L} \quad \text{(adimensional)}$$

C_M – é a capacidade máxima de retenção dada pela expressão (7), sendo C_N o número de escoamento.

$$C_M = \frac{1000}{C_N} - 10 \quad (7)$$

O valor de C_N pode ser obtido das tabelas existentes na bibliografia da especialidade, apresentando-se a que consta em Applied Hydrology, Ven Te Chow, Maidment and Mays, Tabela 5.5.2, página 150, 1988 – Quadro 6.

Para uma situação composta de diversos tipos de solos e utilizações diferenciadas, calcula-se um valor para C_N resultante de uma ponderação.

Quadro 6

Valores do número de escoamento para regiões agrícolas, urbanas e suburbanas
(antecedentes condições de humidade AMCII: Ia = 0.2S)

Utilização ou Cobertura do Solo		Tipo de Solo			
		A	B	C	D
Zonas cultivadas:					
sem medidas de conservação do solo		72	81	88	91
com medidas de conservação do solo		62	71	78	81
Pastagens ou baldios:					
em más condições		68	79	86	89
em boas condições		39	61	74	80
Prado em boas condições		30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais:					
Cobertura má		45	66	77	83
boa cobertura		25	55	70	77
Espaços abertos, parques, cemitérios, campos de golfe, relvados:					
boas condições, área relvada > 75%		39	61	74	80
Razoáveis condições, área relvada – 50% a 75%		49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios:					
(85% de área impermeabilizada)		89	92	94	95
Zonas industriais:					
(72% de área impermeabilizada)		81	88	91	93
Zonas residenciais:					
Áreas médias dos lotes	% impermeável média				
< 500 m^2	65	77	85	90	92
1000 m^2	38	61	75	83	87
1300 m^2	30	57	72	81	86
2000 m^2	25	54	70	80	85
4000 m^2	20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos		80	98	98	98
Arruamentos e estradas:					
Asfaltadas e com drenagem		98	98	98	98
Gravilha		76	85	89	91
Terra		72	82	87	89

Fonte: "Applied Hydrology", Ven Te Chow, Maidmente e Mays, Table 5.5.2 pg. 150, 1988.

Se as condições antecedentes de humidade do solo não forem as correspondentes às médias – AMCII, o valor de C_N tem de ser corrigido para a situação AMCIII, condições antecedentes de humidade superiores à média de acordo com a expressão:

$$C_N(III) = \frac{23C_N(II)}{10 + 0.13C_N(II)} \quad (8)$$

Se as condições antecedentes de humidade forem inferiores à média - AMCI a expressão de correcção é:

$$C_N(I) = \frac{4.2C_N(II)}{10 - 0.058C_N(II)} \quad (9)$$

Quanto à validade destas expressões para o tempo de concentração, verifica-se que:

- A aplicação da fórmula de Giandotti conduz a valores elevados em pequenas bacias,
- A fórmula de Kirpich é aplicável sobretudo a pequenas bacias urbanas e suburbanas,
- A fórmula de Temez tem sido bastante testada, conduzindo a resultados aceitáveis tanto em Espanha como em Portugal. Ela é obtida a partir da fórmula do US Army Corps of Engineers, por simplificação e adaptação ao conceito de tempo de concentração.

Também pode ser útil a avaliação preliminar desta variável a partir das velocidades médias do escoamento e que constam do Quadro 7.

Quadro 7

Velocidades médias aproximadas de escoamento superficial para

cálculo do tempo de concentração (m/s)

Tipo de linha de água	Inclinação do terreno (%)			
	0-3	4-7	8-11	12-15
Cabeceiras - Escoamento não canalizado:				
Bosques e florestas	0-0,5	0,5-0,8	0,8-1,0	1,0-?
Pastos	0-0,8	0,8-1,0	1,0-1,3	1,3-?
Terrenos cultivados	0-0,9	0,9-1,4	1,4-1,7	1,7-?
Terrenos urbanizados/pavimentos	0-2,6	2,6-4,1	4,1-5,2	5,2-?
Escoamento em canal:				
Canal natural mal definido	0-0,6	0,6-1,2	1,2-2,1	2,1-?
Canal bem definido	a calcular pela fórmula de Manning-Strickler			

(Fonte: Texas Highway Department. Drainage Manual, Table VII, pII-28, 1970).

4.5. Coeficientes de correcção

4.5.1 Coeficiente de correcção da chuva diária

Uma vez que não existe simultaniedade das precipitações correspondentes a um mesmo período de retorno em todos os pontos da bacia hidrográfica, o que é tanto mais importante quanto maior a dimensão da bacia, deve afectar-se a intensidade de precipitação de um coeficiente redutor.

Propõe-se a utilização do factor redutor determinado por TEMEZ, (1992), para Espanha. Dadas as semelhanças entre as duas regiões Ibéricas, propõe-se a sua utilização, enquanto não se dispuser de um coeficiente nacional.

A expressão do factor redutor K_A – função da área da bacia hidrográfica

$K_A = 1$ para $A < 1$ (km^2)

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15} \qquad \log A \text{ - logoritmo decimal da área } A\ (km^2) \quad (10)$$

4.5.2. Coeficiente de uniformidade

À medida que o tamanho da bacia aumenta, algumas das hipóteses implícitas da formulação do Método Racional deixam de cumprir-se, o que afecta os resultados de cálculo que devem ser corrigidos. Um dos efeitos mais importantes a corrigir diz respeito à premissa da distribuição uniforme da precipitação e do escoamento por ela originado, dentro do intervalo de tempo T_c. Esta simplificação afasta-se tanto mais da realidade quanto maior for o parâmetro "Tempo de concentração".
A correcção faz-se através do coeficiente de uniformidade "K", o qual para uma determinada bacia hidrográfica depende essencialmente do tempo de concentração.
Propõe-se igualmente o valor estimado por TEMEZ, (1992), para Espanha, de acordo com a fórmula seguinte:

$$K = 1 + \frac{T_C^{1.25}}{T_{C1.25} + 14} \tag{11}$$

5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Verifica-se que a utilização da formulação racional se aplica a bacias com áreas até 3000 km^2, de acordo com TEMEZ, (1992), utilizando os diferentes coeficientes correctores.
Convinha que também no nosso País se estabelecessem leis para os coeficientes de correcção, tal como foi efectuado em Espanha no Sector de Hidrologia do CEDEX.
Enquanto tal não ocorrer, podem utilizar-se as fórmulas propostas para os coeficientes redutores, em Espanha.
Além destas correcções e dado que como sabemos o período de retorno de uma precipitação não é o mesmo que o do caudal que origina, pensamos que convirá também saber como se relacionam em Portugal.
Como anteriormente referimos, o Método Racional é aplicável quando se pretende determinar o caudal de máxima cheia para um dado período de retorno. Interessa-nos um ponto do hidrograma de cheia – o seu máximo – e não a sua forma.
Nas situações em que se mostra necessário conhecer a forma do hidrograma de cheia então a formulação racional não se aplica, devendo utilizar-se Métodos de Simulação (por ex. Hec – 1) e metodologias adequadas (Método da onda cinemática, Método do hidrograma unitário, etc.) para o que deve consultar-se a bibliografia da especialidade.
Com idêntico objectivo, determinação de caudais de ponta em pequenas bacias naturais e urbanas, até 25 km^2 de área, pode também usar-se o Método proposto por CORREIA, (1983). Este método procurou superar dificuldades na aplicação em Portugal das técnicas do Soil Conservation Service e um método proposto anteriormente pelo LNEC.

6 - AGRADECIMENTOS

Os agradecimentos são endereçados ao Professor Emídio Gil Santos do Instituto Superior Técnico, pela revisão do trabalho e pelas oportunas sugestões.

BIBLIOGRAFIA

- Brandão, C.; Hipólito, J. – "Análise da precipitação para o estudo de cheias em Portugal". INAG, 1997.
- Brandão, C.; Rodrigues, R. – "Precipitações intensas em Portugal Continental para períodos de retorno até 1.000 anos". INAG, 1998.
- Correia – "Proposta de um método para a determinação de caudais de cheia em pequenas bacias naturais e urbanas". ICT – Informação Técnica Hidráulica, ITHG, LNEC, 1984.
- Godinho, S. – "Valores máximos anuais da quantidade de precipitação. Estimativa dos valores relativos a durações inferiores a 24 horas (II). INMG, 1987.
- Matos, R:; Silva, M. – "Estudos de precipitação com aplicação no projecto de drenagem fluvial. Curvas intensidade - Duração - Frequência da precipitação em Portugal". LNEC, 1986.
- Matos, R. – "Métodos de análise e de cálculo de caudais pluviais em sistemas de drenagem urbana". LNEC, 1987.
- Temez, J. – "Generalization y mejora del Metodo Racional. Dirección General de Carreteras de España, 1992.
- Ven te chow: , Maidment; Mays - "Applied Hydrology". McGraw-Hill International Editions, 1988.
- Grupo de trabalho nomeado pela Resolução nº 2/84 de 4/1 do Conselho de Ministros – "Estudo da causa das cheias na região de Lisboa. Relatório Síntese. Bacia Hidrográfica da Ribeira da Laje. Anexos. Direcção Geral do Ordenamento, 1985.
- Hidroprojecto – "Regularização da Ribeira de Colares. Estudos Prévios". PCCRL - INAG, 1996.

DELIMITAÇÃO DE ÁREAS INUNDÁVEIS EM SITUAÇÕES DE CHEIA NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES

Manuel TEIXEIRA ALMEIDA
Engº do Ambiente, Bolseiro, Universidade Nova de Lisboa, FCT-DCEA, Quinta da Torre, 2829-516, Caparica, Portugal
Nelson SERRAZINA MATEUS
Engº do Ambiente, Bolseiro, Universidade Nova de Lisboa, FCT-DCEA, Quinta da Torre, 2829-516, Caparica, Portugal
Pedro SANTOS COELHO
Engº do Ambiente,Assistente, Universidade Nova de Lisboa, FCT-DCEA, Quinta da Torre, 2829-516, Caparica, Portugal
Paulo ALEXANDRE DIOGO
Engº do Ambiente,Assistente Convidado, Universidade Nova de Lisboa, FCT-DCEA, Quinta da Torre, 2829-516, Caparica, Portugal
António CARMONA RODRIGUES
Engº Civil, Prof. Auxiliar, Universidade Nova de Lisboa, FCT-DCEA; Quinta da Torre, 2829-516, Caparica, Portugal

RESUMO

O trabalho que se apresenta surgiu como complemento a um projecto realizado anteriormente, que teve como objectivo a delimitação de zonas de risco de ocorrência de cheias nas bacias hidrográficas das diferentes ilhas do arquipélago dos Açores (ALMEIDA, 2002).

Após a delimitação das bacias hidrográficas mais susceptíveis à ocorrência de situações de cheia, pretendeu-se identificar, de uma forma simples e expedita, as áreas que poderão ser inundadas devido às alturas de escoamento originadas por caudais de ponta de cheia, estimados para diferentes períodos de retorno.

Desenvolveu-se em ambiente SIG (Sistema de Informação Geográfica, ArcView 3.2©) uma metodologia que permite a identificação das áreas inundáveis e das correspondentes alturas de água. A ilha de Santa Maria, uma das nove ilhas do arquipélago dos Açores, foi a ilha escolhida para a aplicação da metodologia desenvolvida.

Inicialmente, criou-se uma grelha a partir da altimetria de cada bacia hidrográfica. Em seguida, gerou-se uma outra grelha para a qual cada uma das células teve um incremento de cota correspondente à altura de água associada ao caudal de ponta de cheia. Após a intercepção das duas grelhas obtiveram-se as áreas inundáveis.

Palavras-Chave: arquipélago dos Açores, bacia hidrográfica, risco de cheia, área inundável.

1 - INTRODUÇÃO

A ocorrência de precipitações extremas, caracterizadas por elevadas intensidades, verificadas em muitas regiões do mundo, tem originado catástrofes, que em alguns casos poderiam ser minimizadas, pelo estudo e protecção de zonas de risco.

O arquipélago de Cabo Verde, localizado a uma distância de cerca de 600 km da costa ocidental Africana, e o arquipélago dos Açores, situado no Atlântico Norte a aproximadamente 2 000 km da Costa ocidental do continente europeu, ambos de origem vulcânica, apresentam diferenças significativas em termos climáticos. No entanto, em algumas das ilhas de ambos os arquipélagos a geologia, o relevo e o clima, originam cursos de água de regime torrencial susceptíveis de provocar situações de cheia.

Este trabalho é uma primeira abordagem à identificação de áreas susceptíveis de serem inundadas devido às alturas de escoamento originadas por caudais de ponta de cheia, estimados para diferentes períodos de retorno.

A identificação das áreas inundáveis permite uma melhor gestão dos recursos destinados à protecção de zonas de risco, pois permite reduzir de forma significativa a área de intervenção efectiva nas bacia hidrográficas.

2 - METODOLOGIA

2.1 - Descrição da metodologia utilizada para o cálculo dos caudais de ponta de cheia

O cálculo dos caudais de ponta de cheia foi realizado no âmbito de um projecto que teve como objectivo a delimitação de zonas de risco de cheia no arquipélago dos Açores (ALMEIDA, 2002). Como a realização do presente trabalho depende directamente dos valores dos caudais de ponta de cheia estimados, proceder-se-á a uma breve descrição da metodologia utilizada para o cálculo desses caudais.

O desconhecimento das alturas de escoamento associadas aos caudais de ponta de cheia, bem como das características da secção transversal das linhas de água consideradas, levou a que se admitisse que o escoamento se processa em regime uniforme e que a referida secção transversal das linhas de água consideradas tem uma forma trapezoidal, com dimensões ponderadas relativamente à área da correspondente bacia hidrográfica.

Para a determinação dos caudais de ponta de cheia, realizada através do método do Soil Conservation Service - S.C.S., foi necessário calcular as equações das curvas de intensidade-duração-frequência das chuvadas, para cada estação (meteorológica e udométrica) e para os períodos de retorno considerados (5, 10, 25, 50 e 100 anos).

O cálculo dos caudais de pontas de cheia foi realizado utilizando a seguinte expressão (S.C.S.):

$$Q_p = \frac{0.277.K.A.h_u}{t_p}$$

em que:

Qp - caudal de ponta de cheia, em $m^3.s^{-1}$;
K - factor de ponta que pode variar entre 1, no caso das bacias muito declivosas, e 0.5 no caso de bacias muito planas (habitualmente nos cálculos utiliza-se K = 0.75);

A - área da bacia em km^2;
h_u - a altura de precipitação útil, em mm;
t_p - tempo de crescimento, ou tempo para a ponta em horas.
O factor 0.277 é o factor de conversão das unidades utilizadas (LENCASTRE, 1984).

Admitindo escoamento em regime uniforme, estabeleceram-se três curvas de capacidade de vazão, para três canais de secção trapezoidal, com 1, 2 e 3 m de largura, taludes laterais com uma inclinação de 1V:1H e utilizando um K_s (coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning Strikcler) igual a 20 $m^{1/3}.s^{-1}$, correspondente a cursos de água de montanha, margens em declive e vegetação ao longo das margens acentuada, fundo de cascalho, seixo rolado e pouco saibro (LENCASTRE, 1996).

A metodologia adoptada para o cálculo da altura de escoamento é idêntica à utilizada para se determinar a altura de água num canal com escoamento em regime uniforme. O problema resolve-se utilizando a fórmula de Manning-Strickler:

$$Q = U.S = K_s.S.R^{2/3}.i^{1/2}$$

em que:

Q – caudal escoado em $m^3.s^{-1}$;

U – velocidade de escoamento em $m.s^{-1}$;

S – secção de escoamento em m^2;

R – raio hidráulico em m;

i – declive do fundo do canal (m/m).

A cada curva de capacidade de vazão ajustou-se uma equação, para se extrapolarem os valores das alturas de escoamento das linhas de água em estudo. Com os caudais de ponta de cheia, calculados para os períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 e 100 anos e as equações das curvas de capacidade de vazão, calcularam-se as alturas de escoamento correspondentes. Agruparam-se as alturas de escoamento (h) segundo três graus de risco de ocorrência de cheias:

Risco 1h>2 m

Risco 21m<h<2m

Risco 3h<1m

Nas figuras que se seguem e na Tabela 1, apresentam-se os resultados obtidos para a ilha de Santa Maria e para as diferentes bacias hidrográficas consideradas.

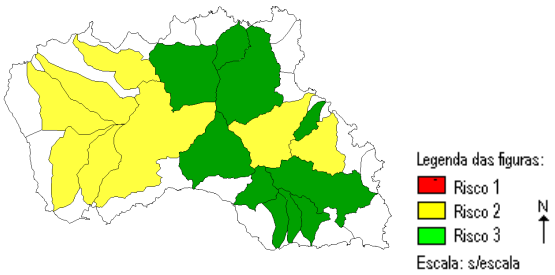


Figura 1 - Período de retorno de 5 anos

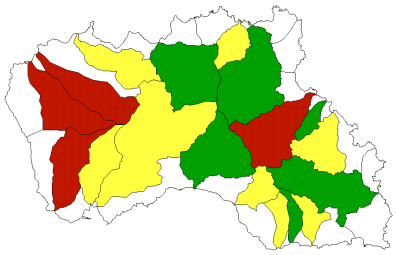


Figura 2 - Período de retorno de 100 anos

Bacia	Código	Declive i (m/m)	Área (km^2)	Caudal de Ponta Qp100 ($m^3.s^{-1}$)	Altura de escoamento uniforme hu (m)	Risco
-	MAB16	0.17	0.83	6.91	0.92	3
Ribeira do Panasco	MAB17	0.16	0.90	7.16	0.94	3
-	MAB18	0.15	1.18	9.28	1.06	2
-	MAB3	0.14	1.29	10.34	1.12	2
-	MAB2	0.18	1.65	13.56	1.20	2
Ribeira Funda	MAB5	0.23	1.67	13.74	1.15	2
Ribeira de S. Francisco	MAB11	0.07	2.82	14.89	1.55	2
Ribeira dos Popos	MAB9	0.05	2.82	18.52	1.80	2
Ribeira de Sto. António	MAB14	0.11	3.04	22.25	1.64	2
Ribeira do Lemos	MAB10	0.05	3.28	19.17	1.84	2
Ribeira Seca	MAB8	0.05	3.76	28.65	2.15	1
Ribeira de Santana	MAB6	0.04	3.89	21.81	2.05	1
Ribeira dos Furados	MAB7	0.04	4.16	25.71	2.25	1
Ribeira do Salto	MAB13	0.09	4.93	32.10	2.01	1
Ribeira da Praia	MAB1	0.14	5.00	36.54	0.58	3
Ribeira do Engenho	MAB12	0.11	5.51	36.85	0.60	3
Ribeira Grande	MAB15	0.08	5.60	34.74	0.69	3
Ribeira do Amaro	MAB4	0.08	6.82	39.74	0.74	3

Tabela 1 - Resultados obtidos - Ilha de Santa Maria - Período de retorno de 100 anos

2.2 - Metodologia utilizada na definição das áreas inundáveis

Identificaram-se as bacias hidrográficas mais susceptíveis à ocorrência de situações de cheia, correspondentes às bacias classificadas com risco 1: ribeira Seca, ribeira de Santana, ribeira dos Furados e ribeira do Salto (Figura 3).

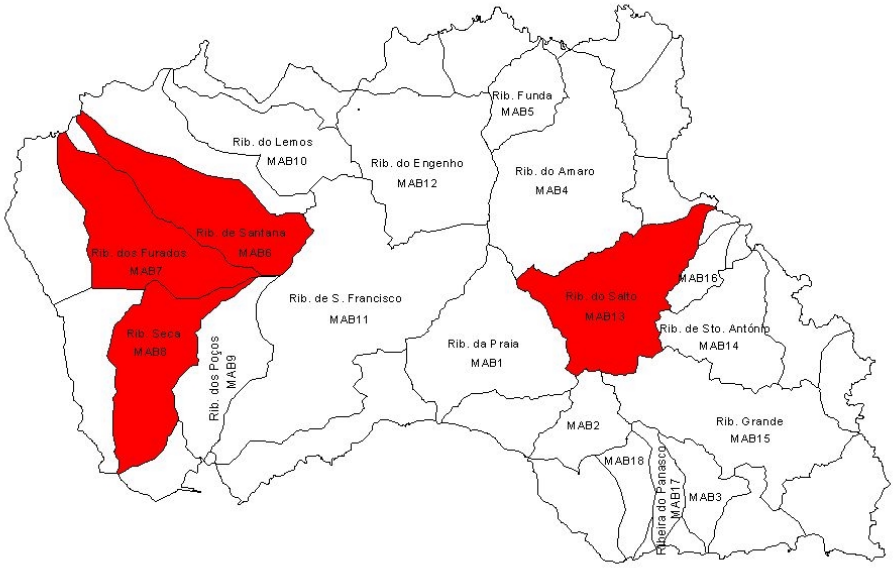


Figura 3 - Bacias hidrográficas da ilha de Santa Maria. Identificação das bacias hidrográficas classificadas com risco 1.

Em ambiente SIG desenvolveu-se uma metodologia que permite a identificação das áreas inundáveis.

Inicialmente gerou-se um TIN 1(Triangulated Irregular Net) baseado nas curvas de nível da bacia hidrográfica (Figura 4), com a finalidade de se gerar uma grelha (Figura 5), de forma a planificar o TIN atribuindo a cada célula da grelha o valor correspondente à sua cota.

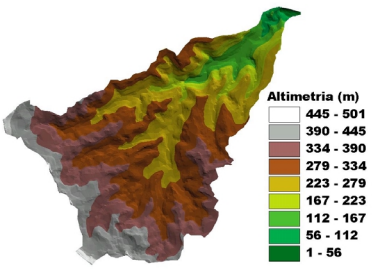


Figura 4 – TIN 1

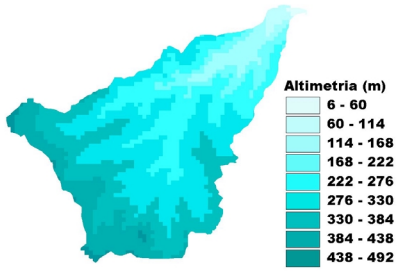


Figura 5 - Grelha A

Identificaram-se todos os pontos cotados da linha de água principal com base nas curvas de nível da bacia hidrográfica (Figura 6).

Para que a cada uma das células da Grelha A fosse possível atribuir um incremento de cota correspondente à altura de água associada ao caudal de ponta de cheia, geraram-se “curvas de nível” através da interpolação das cotas da linha de água principal (Figura 7).

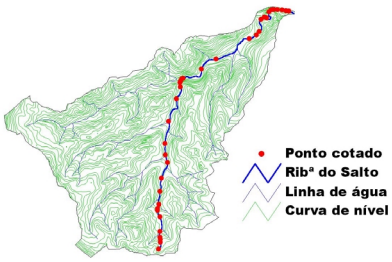


Figura 6 - Pontos cotados da linha de água principal

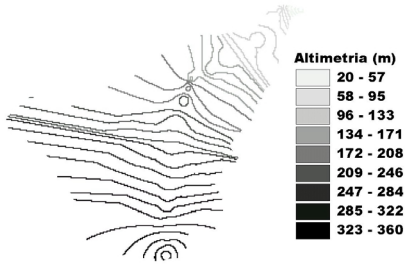


Figura 7 - Curvas de nível geradas

Passou-se assim à segunda fase da metodologia. Gerou-se um TIN 2 (Figura 8) baseado nas curvas de nível geradas a partir dos pontos cotados da linha de água principal, de forma a possibilitar a criação de uma grelha em que a altimetria reflete as cotas estimadas a partir da linha de água principal (Figura 9).

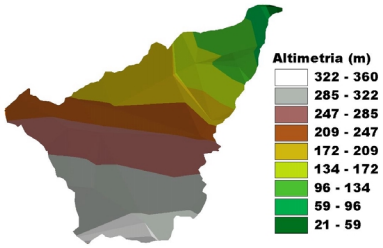


Figura 8 – TIN 2

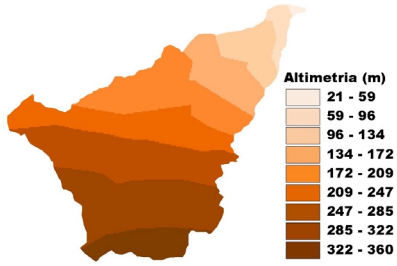


Figura 9 – Grelha B

Utilizando uma ferramenta do SIG denominada “map calculations” incrementaram-se todas as células da grelha B, de uma altura correspondente à altura de escoamento (Tabela 1), que permitiu contribuir para a identificação das áreas inundáveis (Figura 10). Utilizando a mesma ferramenta “map calculations”, sobrepôs-se a Grelha A à Grelha C.

Dessa sobreposição, criou-se uma grelha que define as áreas da Grelha A a cujas células está atribuído um valor de cota inferior ou igual às células correspondentes da Grelha C. Esta metodologia permite identificar as áreas correspondentes às zonas potencialmente inundáveis. Na Figura 11 é apresentado um exemplo deste processo.

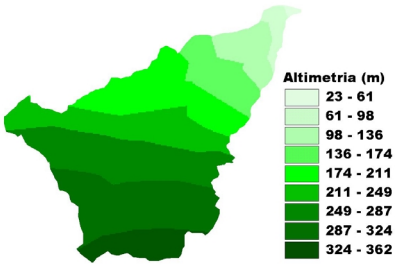


Figura 10 - Grelha C

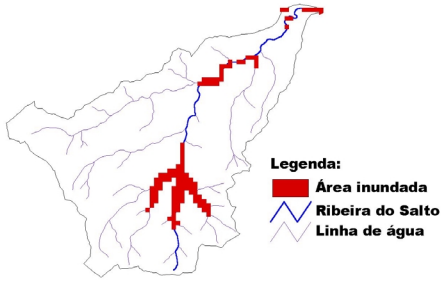


Figura 11 - Área inundada

3 – RESULTADOS

Nas figuras 12 a 15, são apresentados os resultados obtidos para cada uma das bacias hidrográficas da ilha de Santa Maria, identificadas como sendo de risco 1, em termos de ocorrência de cheias, considerando um período de retorno de 100 anos. Na Tabela 2 apresentam-se as áreas das bacias hidrográficas consideradas e as correspondentes áreas inundáveis.

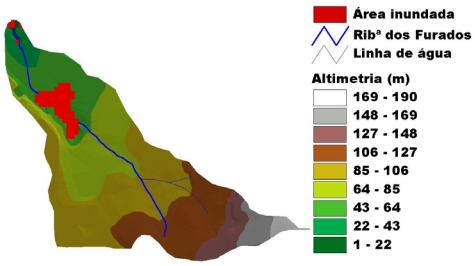


Figura 12 – Bacia hidrográfica da ribª dos Furados

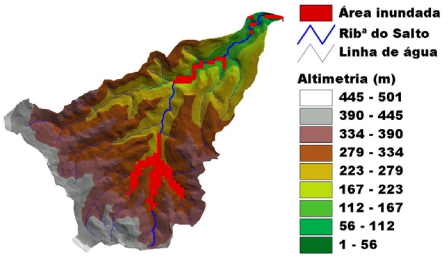


Figura 13 - Bacia hidrográfica da ribª do Salto

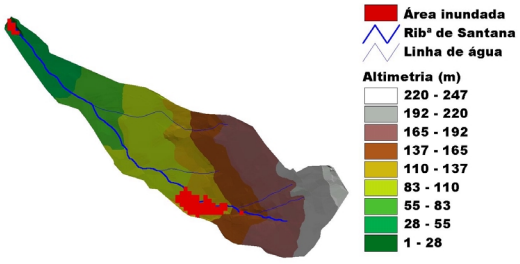


Figura 14 – Bacia hidrográfica da ribª de Santana

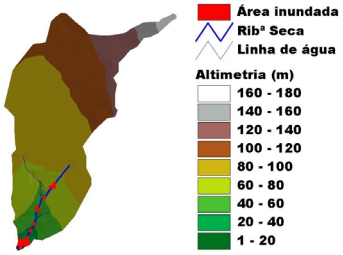


Figura 15 - Bacia hidrográfica da ribª Seca

Tabela 2 - Áreas das bacias hidrográficas e das correspondentes áreas inundáveis (período de retorno de 100 anos)

Bacia hidrográfica	Área da bacia hidrográfica (ha)	Área inundável (ha)
Ribeira Seca	375	4
Ribeira de Santana	390	14
Ribeira dos Furados	417	18
Ribeira do Salto	497	28

4 - DISCUSSÃO

Pela análise das figuras 12 a 15, apresentadas anteriormente, verifica-se que as áreas inundadas correspondem na sua maioria a zonas de fraco declive, algumas das quais localizadas na proximidade da secção de referência da linha de água principal de cada bacia hidrográfica, e a zonas em que as cotas do leito da linha de água se aproximam das cotas das margens da mesma.

Apesar de na metodologia utilizada não se ter considerado a velocidade de escoamento, verifica-se que as áreas potencialmente inundáveis correspondem às áreas de menor declive, nas quais a velocidade de escoamento será inferior, propiciando a retenção do mesmo. Assim, embora a velocidade de escoamento não tenha sido explicitamente considerada é-o implicitamente, em função do declive. Velocidades de escoamento elevadas implicam na maioria das vezes uma maior erodibilidade do leito das linhas de água. Assim, a diferença de cotas entre o leito da linha de água e as suas margens é normalmente superior nas áreas com maior velocidade de escoamento.

Os resultados obtidos são bastantes satisfatórios, tendo em consideração que a metodologia utilizada não necessita de dados muitas vezes difíceis de obter, tais como velocidades de escoamento e secções das linhas de água, tornando-se assim numa metodologia simples e de fácil execução, em função das simplificações que assume.

Perante a possibilidade de ocorrência de precipitações intensas de curta duração com valores particularmente elevados, como os 302 mm registados na ilha de São Miguel no arquipélago dos Açores num intervalo de tempo de 18 horas (10 de Setembro de 1997 – INMG, 1997), deve ser promovida a manutenção e limpeza da rede de drenagem natural, especialmente antes dos meses caracteristicamente mais chuvosos, o levantamento de secções das linhas de água, a medição de caudais, bem como a delimitação de áreas com diferente risco de ocorrência de cheias, nas bacias mais susceptíveis a este fenómeno natural.

BIBLIOGRAFIA

ALMEIDA, MANUEL E RODRIGUES, A.C. - Delimitação de zonas de risco de cheia no arquipélago dos Açores, 6º Congresso da Água, Porto, Março de 2002.

BOLETIM METEOROLÓGICO de 1997 – Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica - INMG, 1997.

GARCEZ, LUCAS NOGUEIRA - Hidrologia, Editora Edgard Blücher Ltda, 1965.

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL (LNEC) - Plano para a gestão dos recursos Hídricos da ilha de S. Miguel, Relatório 21/93, 1993.

LENCASTRE, ARMANDO - Hidráulica Geral, Edição do Autor, 1996.

LENCASTRE, ARMANDO E FRANCO, F.M. - Lições de Hidrologia, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 1984.

MATOS, JOÃO LUÍS - Fundamentos de informação geográfica, LIDEL edições técnicas, 2001.

O CLIMA DE PORTUGAL – Normais Climatológicas dos Açores correspondentes a 1951-1980, Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, Lisboa, 1991.

A PRECIPITAÇÃO E A OROGRAFIA COMO FACTORES DE EROSÃO NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES

Nelson SERRAZINA MATEUS
Engº do Ambiente, Universidade Nova de Lisboa, FCT-DCEA, Quinta da Torre, 2829-516, Caparica, Portugal
Manuel TEIXEIRA ALMEIDA
Engº do Ambiente, Universidade Nova de Lisboa, FCT-DCEA, Quinta da Torre, 2829-516, Caparica, Portugal
Pedro.SANTOS COELHO
Engº do Ambiente,Assistente, Universidade Nova de Lisboa, FCT-DCEA; Quinta da Torre, 2829-516, Caparica, Portugal
Paulo ALEXANDRE DIOGO
Engº do Ambiente,Assistente, Universidade Nova de Lisboa, FCT-DCEA, Quinta da Torre, 2829-516, Caparica, Portugal
António CARMONA RODRIGUES
Engº Civil, Prof. Auxiliar, Universidade Nova de Lisboa, FCT-DCEA; Quinta da Torre, 2829-516, Caparica, Portugal

RESUMO

A erosão hídrica é influenciada por diversos factores: a erosividade dos diferentes agentes, o declive e comprimento das encostas, a erodibilidade do solo, o uso do solo e a cobertura vegetal. A cartografia destes factores é um elemento de síntese indispensável, particularmente no que respeita à avaliação de riscos de erosão hídrica, e um objecto importante no planeamento necessário para o controlo e minimização desses riscos.

A aplicação de modelos matemáticos para a determinação da influência destes factores carece muitas vezes de registos udométricos e topográficos com a precisão e rigor adequados. Um desses modelos é a Equação Universal da Perda de Solo (E.U.P.S.) de Wischmeier. Numa primeira aproximação, em que se tentou a determinação do factor de erosividade da precipitação (R) no arquipélago dos Açores, verificou-se que a falta de dados udométricos adequados condicionava a qualidade dos resultados obtidos.

Assim, optou-se por uma metodologia alternativa: o índice de Fournier modificado. Esta metodologia tem sido utilizada como alternativa ao cálculo do factor R da E.U.P.S., nomeadamente ao abrigo do programa CORINE, para efectuar mapas de risco erosivo em toda a Europa (SEQUEIRA, 1989). A sua aplicação necessita apenas de dados udométricos totais, mensais e anuais, que estão disponíveis em vários postos udométricos e udográficos do arquipélago dos Açores.

Adicionalmente, para determinar a influência conjunta da precipitação e da orografia na erosão hídrica das bacias hidrográficas das ilhas do arquipélago dos Açores, recorreu-se a uma metodologia igualmente proposta por Fournier, recentemente aplicada a bacias hidrográficas de Portugal continental no âmbito do desenvolvimento dos correspondentes Planos de Bacia Hidrográfica, metodologia essa que toma a designação de erosão potencial ou específica.

Palavras chave: ilhas vulcânicas, erosão hídrica, precipitação, bacia hidrográfica, SIG.

1 - INTRODUÇÃO

Os arquipélagos dos Açores e de Cabo Verde enfrentam graves problemas de erosão, embora algumas das razões que os determinam sejam diversas. No arquipélago dos Açores, a erosão deve-se sobretudo às precipitações intensas e ao relevo acentuado das ilhas e aos processos hídricos daí decorrentes. No caso de Cabo Verde, a erosão está mais relacionada com processos de erosão eólica, devido à vegetação escassa, principalmente na zona dos planaltos, e à aridez dos solos. No entanto, a erosão hídrica também é uma realidade neste arquipélago, especialmente durante a estação das chuvas (de Agosto a Outubro), processo facilitado pela falta de vegetação, pela extrema aridez e desagregação dos solos (acentuada pelos longos períodos sem precipitação), e pelo relevo da maioria das ilhas - montanhoso e escarpado.

O trabalho desenvolvido teve como objecto de estudo as diferentes ilhas do arquipélago dos Açores. Pretendeu-se avaliar a influência de dois factores preponderantes nos processos de erosão hídrica: a precipitação e a orografia.

Relativamente à precipitação, verificou-se que a dificuldade na obtenção de registos udométricos contínuos constituia um forte condicionante da fiabilidade da metodologia que inicialmente se pretendeu adoptar, que consistia na determinação do factor de erosividade da precipitação (R) da Equação Universal da Perda de Solo (E.U.P.S.) de Wischmeier. De facto, os resultados obtidos pela aplicação desta metodologia apresentaram incoerências significativas, devido às simplificações e extrapolações que foi necessário efectuar.

Assim, optou-se pela aplicação de uma metodologia alternativa: o Índice de Fournier modificado. Esta metodologia tem sido utilizada como alternativa ao cálculo do factor R da E.U.P.S., cuja aplicação necessita apenas de dados udométricos totais, mensais e anuais, que estão disponíveis em vários postos udométricos e udográficos do arquipélago dos Açores.

Adicionalmente, para determinar a influência conjunta da precipitação e da orografia na erosão hídrica das bacias hidrográficas das ilhas do arquipélago dos Açores, recorreu-se a uma metodologia igualmente proposta por Fournier, que toma a designação de erosão potencial ou específica. Esta metodologia permitiu elaborar cartas de risco erosivo potencial, considerando a orografia das bacias hidrográficas e a distribuição da precipitação sobre as mesmas como os parâmetros que assumem maior importância no processo erosivo.

2 - METODOLOGIA

De acordo com o anteriormente referido, foram utilizadas duas metodologias diferentes no trabalho desenvolvido: índice de Fournier modificado e erosão potencial ou específica. Nas secções seguintes, são apresentados os pressupostos em que se baseiam estas metodologias e é explicada a forma como as mesmas foram utilizadas no presente trabalho, bem como os resultados que foi possível obter.

2.1 - Índice de Fournier modificado

Fournier estabeleceu que quando entram em jogo os factores gerais da erosão (relevo, solo, vegetação e precipitação), sem a influência de factores particulares (deslizamentos, desmoronamentos, etc.), a precipitação é o factor dominante e, com base nos dados recolhidos em cerca de cem bacias hidrográficas, formulou um índice que estabelece uma relação entre a precipitação e a erosão (HERAS, 1972):

$$F_0 = \frac{p^2}{P} \qquad (1)$$

em que:

- F_0 - Índice de Fournier;
- p - precipitação média mensal do mês mais chuvoso (mm);
- P - precipitação média anual (mm).

No entanto, segundo MORGAN (1986), o índice de Fournier não estabelece uma boa correlação entre a precipitação e a erosão. Com efeito, o mesmo autor refere que foram feitas várias tentativas de relacionar os riscos de erosão, a nível regional e de bacia hidrográfica, com a precipitação, com base no índice de Fournier, não se tendo obtido boas correlações.

Por outro lado, ARNOLDUS (1980) propõe uma cartografia baseada no índice de Fournier, mas com uma metodologia modificada, que, segundo COUTINHO E TOMÁS (s/data), estabelece uma melhor correlação entre a precipitação e o processo erosivo: o índice de Fournier modificado, F_m. Este índice obtém-se através da média dos seus valores anuais, que, por sua vez, são obtidos pelo somatório do quociente entre o quadrado das precipitações mensais, p_i, e a precipitação anual, P. Assim, os valores anuais do índice de Fournier modificado são obtidos pela aplicação da seguinte equação:

$$F_{m\,j} = \sum_{i=1}^{12} \frac{p_{ij}^{\,2}}{P_j} \qquad (2)$$

em que:

- F_{mj} - valor anual do índice de Fournier modificado.
- Pij - precipitação total mensal do mês i (mm).
- Pj - precipitação total anual (mm).

2.1.1 - Dados de base

O índice de Fournier modificado foi calculado com base nas precipitações mensais e anuais, cujos valores foram obtidos nos Anuários do Clima do Arquipélago dos Açores, relativos ao período de 1958 a 1988. Da totalidade de postos cujos registos udométricos foram analisados, apenas aqueles em que se registaram séries de dados relativos a quinze ou mais anos completos foram tidos como válidos para este cálculo. A excepção a esta regra foi o posto udométrico da Lagoa do Capitão, na ilha do Pico, que foi incluído apesar de apenas possuir registos relativos a 13 anos. Esta

inclusão é justificada pelos valores anormalmente altos de precipitação obtidos ao longo desses anos, e que têm uma influência significativa na cartografia dos resultados obtidos para esta ilha.

2.1.2 - Cartografia do índice de Fournier modificado

Os resultados obtidos através desta metodologia são apresentadas sob a forma cartográfica. Essa cartografia foi efectuada associando a localização dos postos, em coordenadas UTM, aos valores do Índice de Fournier modificado. Obtiveram-se assim os valores de erosividade da precipitação associados a um determinado ponto geográfico.

As isolinhas deste índice foram criadas realizando interpolações entre os valores de erosividade da precipitação calculados nos diversos pontos, utilizando a função de interpolação spline do programa ArcView 3.2.©.

2.2 - Erosão potencial - metodologia de Fournier

A erosão potencial, ou erosão especifica (*A*), para as bacias hidrográficas consideradas, foi calculada pela aplicação da metodologia de Fournier, anteriormente referida.

De acordo com esta metodologia, a erosão potencial pode ser determinada pela seguinte equação:

$$LogA = 2.65 \log \frac{p^2}{P} + 0.46 \times \log(H_{mb} \times tg\alpha) - 1.56 \qquad (3)$$

em que:

- A erosão específica ou potencial (ton/km^2.ano);
- p^2/P - coeficiente de precipitação, em que p representa a quantidade de precipitação do mês mais chuvoso e P o valor da precipitação anual;
- H_{mb} - altura média da bacia hidrográfica (m);
- H_{mb} . tg α - coeficiente orográfico da bacia hidrográfica;
- tg α - coeficiente de massividade da bacia hidrográfica = H_{mb}/A_b;
- A_b - área da bacia hidrográfica (km^2).

Para a aplicação desta metodologia foram assumidos dois pressupostos simplificativos:

1- O critério de escolha dos registos udométricos a utilizar em cada uma das bacias hidrográficas foi apenas a proximidade geográfica dos postos onde estes registos foram obtidos.
2- O cálculo da altitude média das bacias hidrográficas é normalmente efectuado pela aplicação da seguinte equação, LENCASTRE e FRANCO (1984):

$$Z = \frac{\sum Z_i A_i}{A} \qquad (4)$$

Em que Z_i e A_i correspondem à altitude média e à área entre duas curvas de nível consecutivas e A à área total da bacia.

Este é um cálculo demorado face ao elevado número de bacias hidrográficas em análise. Assim, considerou-se uma simplificação no cálculo da altitude média da bacia, que foi efectuada através da equação:

$$Z = \frac{Z_{\max} - Z_{\min}}{2} \qquad (5)$$

Em que Z_{max} e Z_{min} correspondem, respectivamente, às cotas máxima e mínima da linha de água principal.

Todas as bacias hidrográficas para as quais se efectuou este cálculo têm como secção de referência o mar, pelo que $Z_{min} = 0$, o que determina que a altitude média corresponde à altura média. Assim, simplificando a equação anterior obtém-se:

$$Z = H_{mb} = \frac{Z_{\max}}{2} \qquad (6)$$

2.2.1 - Dados de base

O coeficiente de precipitação (p^2/P) foi calculado a partir das mesmas séries de dados utilizadas no cálculo do índice de Fournier modificado.

Relativamente à orografia, para a obtenção dos elementos necessários ao cálculo da erosão potencial, foram consideradas as áreas de cada uma das bacias hidrográficas e as cotas superiores e inferiores da linha de água principal, de acordo com o anteriormente referido e considerando as simplificações assumidas.

2.2.2 - Cartografia do risco de erosão potencial

Os valores obtidos pela aplicação da equação 3, foram divididos em três classes de risco potencial erosivo e agrupados segundo o seguinte critério:

A < 1000, classe 1
1000 ≤ A ≤ 2000, classe 2
A > 2000, classe 3

em que A é a erosão potencial expressa em ton/ha.ano.

Os resultados obtidos foram cartografados, permitindo produzir cartas de risco de erosão potencial, recorrendo a um SIG (ArcView 3.2©).

3 - SISTEMAS DE INFORMAÇÃO GEOGRÁFICA

Para a realização da cartografia dos resultados obtidos através das duas metodologias utilizadas, recorreu-se ao programa ArcView 3.2© - um sistema de informação geográfica (SIG). Um SIG é uma ferramenta computacional para o mapeamento e análise de factos existentes e eventos que

acontecem na Terra. É uma tecnologia que integra as operações comuns das bases de dados com as capacidades de visualização e análise geográfica de um mapa(ESRI, 1996).

3.1- Funções de interpolação

As funções de interpolação foram utilizadas para tratar apenas os resultados produzidos pela metodologia do índice de Fournier modificado. Estas funções têm como argumento uma matriz parcialmente preenchida, ou um conjunto vectorial de pontos com um valor associado (neste caso os valores de F_m associados aos postos), e têm como objectivo a obtenção de valores para as células não preenchidas (MATOS, 2001).

3.1.1 - Interpolações *spline*

As interpolações baseadas em *splines* consistem em conjuntos de polinómios aplicáveis individualmente a um subconjunto das observações, correspondente a uma subdivisão triangulada ou quadrangulada do conjunto de pontos original, sendo garantida a continuidade entre diferentes partições. Este é um método com sensibilidade às variações locais, mas pode gerar ondulações que não têm origem nos dados, mas simplesmente na forma como os polinómios se ajustam. Os valores anómalos podem encontrar-se inclusivamente abaixo do mínimo e acima do máximo no conjunto de valores conhecidos (MATOS, 2001), podendo mesmo originar valores negativos.

O programa ArcView 3.2© utiliza duas opções de *spline*, designadas por regularizada e de tensão, com a seguinte expressão genérica (MATOS, 2001):

$$\hat{v}(x,y) = T(x,y) + \lambda^{n}{}_{j=1} R(r_j) \qquad (7)$$

em que:

- n - número de pontos com valores conhecidos;
- λ_j - coeficientes determinados por resolução de um sistema de equações lineares;
- r_j – distâncias do ponto de coordenada (x,y) ao ponto j.

No desenvolvimento deste trabalho, foi utilizada a função de *spline* regularizada, os termos T(x,y) e R(r) são obtidos através das seguintes equações (MATOS, 2001):

$$T(x,y) = a_1 + a_2 x + a_3 y \qquad (8)$$

$$R(r) = \frac{1}{2\pi}\left\{\frac{r^2}{4}\left[\ln\left(\frac{r}{2\pi}\right) + c - 1\right] + \tau^2\left[k_0\frac{r}{\tau} + c + \ln\left(\frac{r}{2\pi}\right)\right]\right\} \qquad (9)$$

em que τ é definido pelo utilizador, e os restantes termos têm o seguinte significado:

- r – distância entre o ponto em cálculo e o ponto da amostra;
- K_0 – função de Bessel modificada;
- c – constante de valor 0.577215;

- a_i – coeficientes determinados por resolução de um sistema de equações lineares.

4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 - Índice de Fournier modificado

4.1.1 – Apresentação de resultados

Em seguida são apresentados os valores do índice de Fournier modificado para os vários postos do arquipélago dos Açores e a cartografia deste índice para as ilhas nas quais a sua realização foi possível. Como se pode verificar, a cartografia foi condicionada em algumas ilhas pela reduzida densidade da rede udométrica e pela distribuição pouco homogénea dos postos pelas suas superfícies.

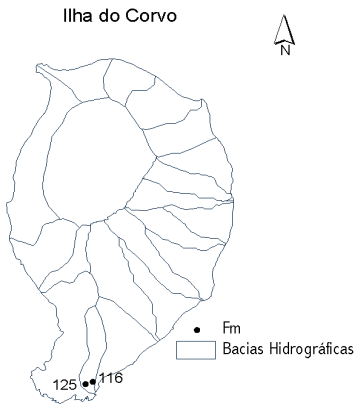


Figura 1- Índice de Fournier Modificado. Ilha do Corvo.

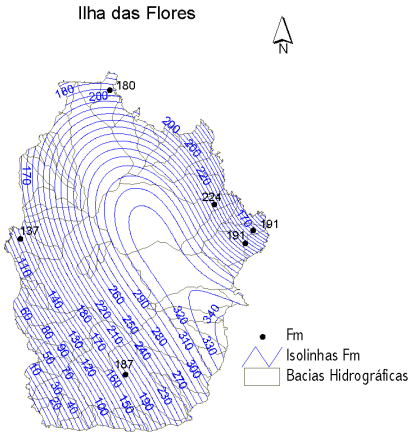


Figura 2- Índice de Fournier Modificado. Ilha das Flores.

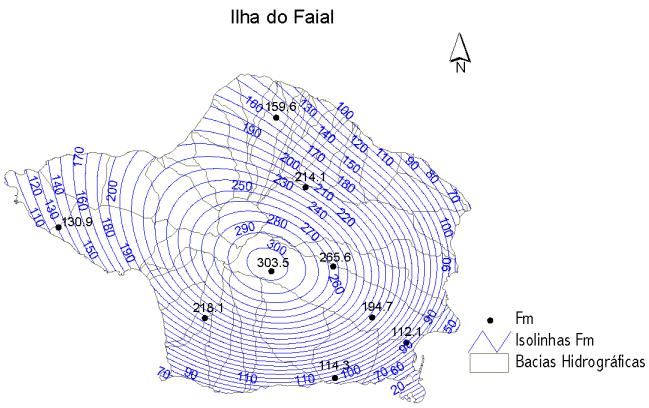


Figura 3- Índice de Fournier Modificado. Ilha do Faial.

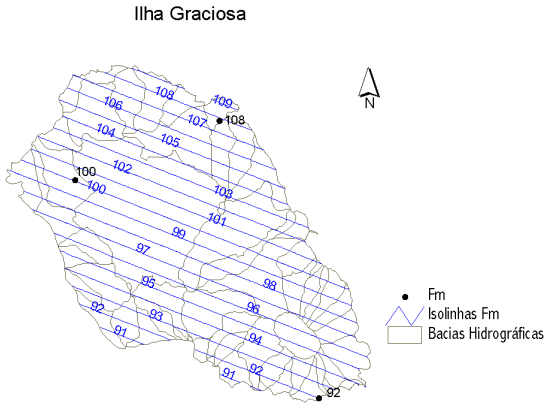


Figura 4- Índice de Fournier Modificado. Ilha Graciosa.

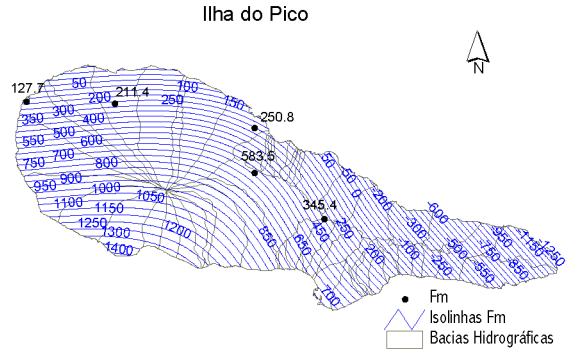


Figura 5- Índice de Fournier Modificado. Ilha do Pico.

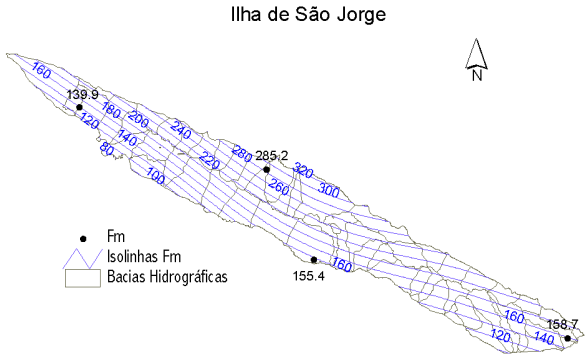


Figura 6- Índice de Fournier Modificado. Ilha de São Jorge

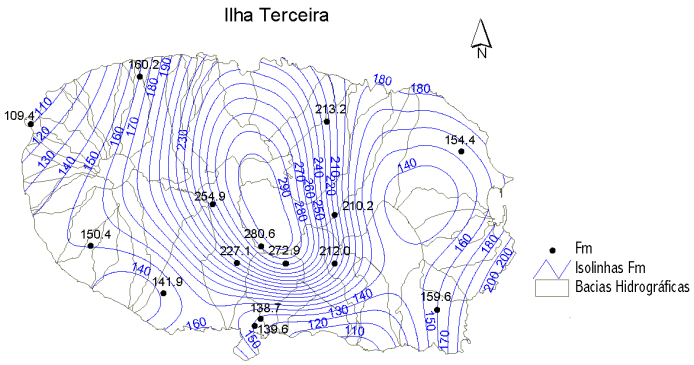


Figura 7- Índice de Fournier Modificado. Ilha Terceira.

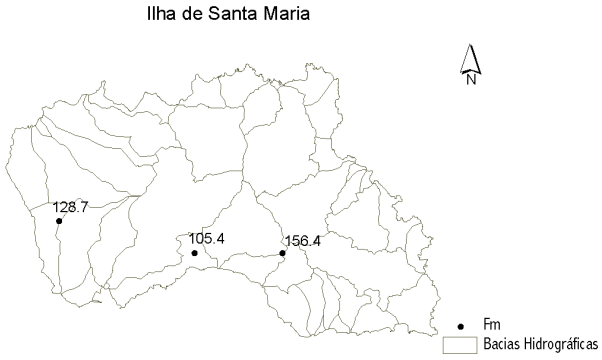


Figura 8- Índice de Fournier Modificado. Ilha de Santa Maria.

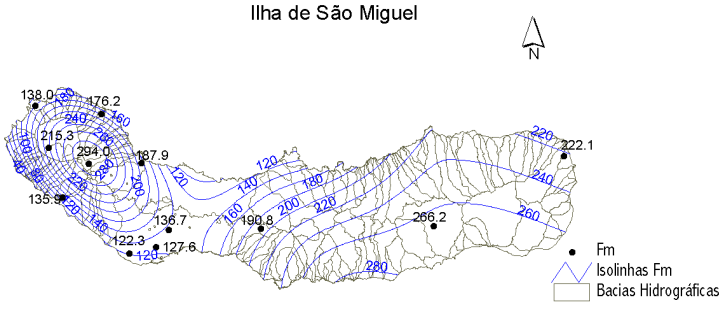


Figura 9- Índice de Fournier Modificado. Ilha de São Miguel.

4.1.2 - Análise de resultados

Em algumas ilhas do arquipélago dos Açores a densidade da rede udométrica é reduzida e a distribuição dos postos desigual (normalmente associados aos aglomerados populacionais), determinando dificuldades na extrapolação dos valores da precipitação para todo o território em estudo, o que se reflecte ao nível da realização das cartas correspondentes ao índice em análise.

Assim, nas ilhas do Corvo e de Santa Maria, em que apenas existem registos correspondentes aos postos situados na parte Sul das mesmas, não foi possível efectuar a referida cartografia. Na ilha do Pico, as estações situam-se na parte Norte – Noroeste, o que levou a que certas isolinhas, criadas pela função de interpolação do sistema ArcView 3.2© para as zonas da ilha sem qualquer informação de dados udométricos, se originassem a partir dos dados provenientes dessas estações, criando assim valores distorcidos, chegando mesmo a originar-se casos de isolinhas com valores negativos. Na ilha Graciosa, apesar da distribuição dos postos existentes permitir realizar uma cartografia em que os valores das isolinhas criadas pela função de interpolação são semelhantes aos obtidos para os postos disponíveis, a distribuição espacial das mesmas pode estar algo distante da realidade devido ao reduzido número de valores a partir dos quais foram originadas.

Nas restantes ilhas, em que a densidade da rede udométrica é maior e os postos se encontram distribuídos de uma forma que permite a obtenção de dados udométricos representativos da distribuição espacial da precipitação sobre as suas superfícies, a cartografia realizada permite uma visualização comparativa das zonas em que a precipitação tem maior ou menor influência nos processos erosivos.

Os valores obtidos, como se pode observar por comparação com os valores apresentados no Quadro 1, colocam a maior parte das ilhas nas classes 4 (alto) e 5 (muito alto) do índice de Fournier modificado, a que correspondem valores deste índice superiores a 120. Apenas na Ilha Graciosa todos os postos registaram valores moderados. No Corvo, um dos postos apresenta um valor moderado e o outro um valor alto. Em Santa Maria passa-se uma situação semelhante. No restante arquipélago, apenas se encontram mais três postos com um valor do índice de Fournier modificado de classe 3 (moderado) - Serreta (Terceira), Aeroporto (Faial) e Horta (Faial).

Classe	*Descrição*	**Limites**
1	Muito baixo	< 60
2	Baixo	60 - 90
3	Moderado	90 – 120
4	Alto	120 – 160
5	Muito Alto	> 160

Fonte: Plano de bacia hidrográfica do Rio Minho, 2000.

Quadro 1 – Classes de erosividade da precipitação de acordo com o Índice de Fournier modificado.

Devem ainda destacar-se alguns valores extremamente elevados, como são os casos da Lagoa do Capitão e Lagoa do Caiado no Pico, Ramal da Caldeira e Chão Frio no Faial, Norte Grande em São Jorge, Lagoa do Canário e Furnas em São Miguel e Algar do Carvão, Cabrito e Cinco Picos na Terceira. Todos estes postos, com excepção do do Norte Grande, se encontram no interior das respectivas ilhas, e a altitudes consideráveis (o mais baixo, Furnas, a 290 m e o mais elevado, Lagoa do Caiado, a 805 m).

4.2 – Erosão potencial

4.2.1 – Apresentação de resultados

Em seguida, apresenta-se a cartografia da erosão potencial ou específica para as várias ilhas do arquipélago dos Açores, efectuada a partir dos valores obtidos pela aplicação da metodologia de Fournier e de acordo com o descrito na secção 2.2.2

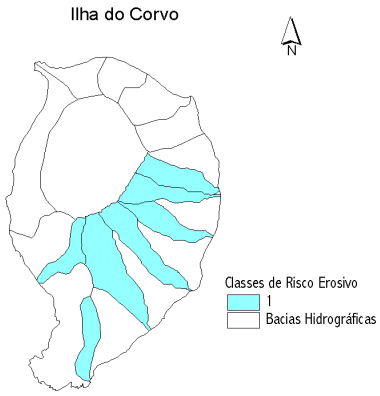


Figura 10 - Risco potencial erosivo. Ilha do Corvo.

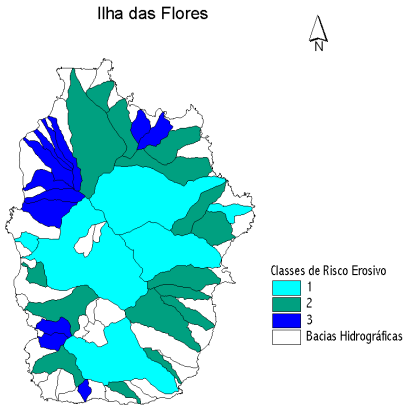


Figura 11- Risco potencial erosivo. Ilha das Flores.

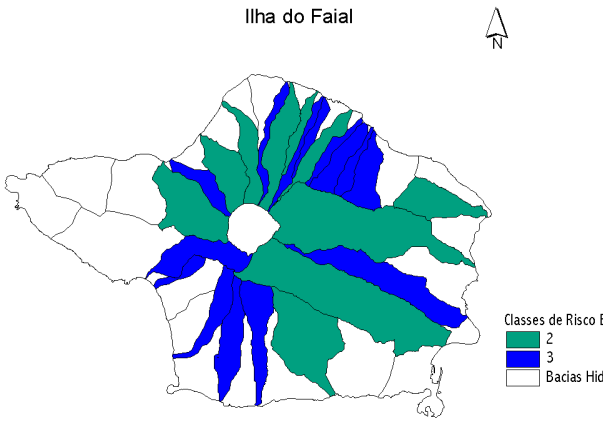


Figura 12- Risco potencial erosivo. Ilha do Faial.

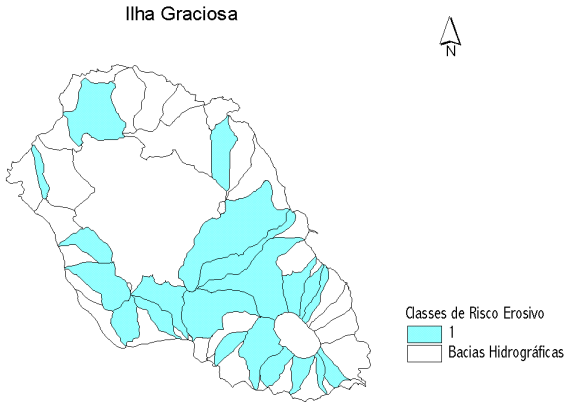


Figura 13- Risco potencial erosivo. Ilha Graciosa.

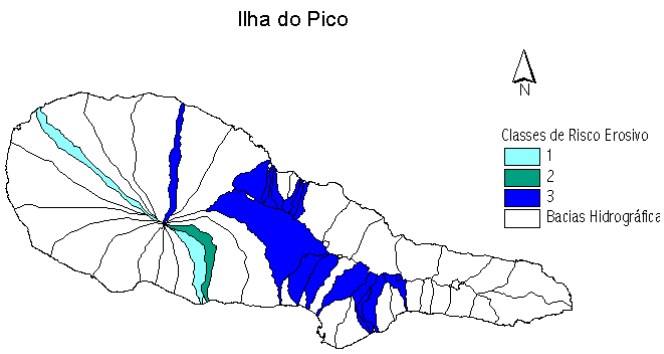


Figura 14- Risco potencial erosivo. Ilha do Pico.

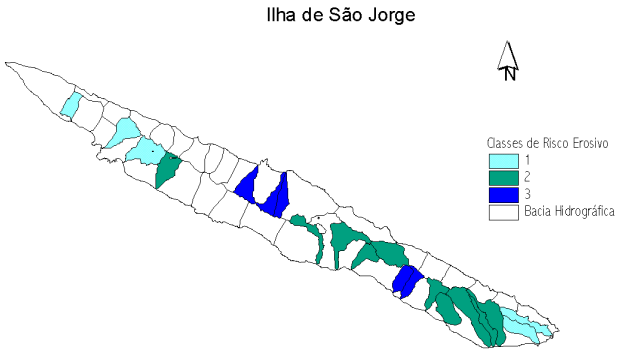


Figura15- Risco potencial erosivo. Ilha de S. Jorge.

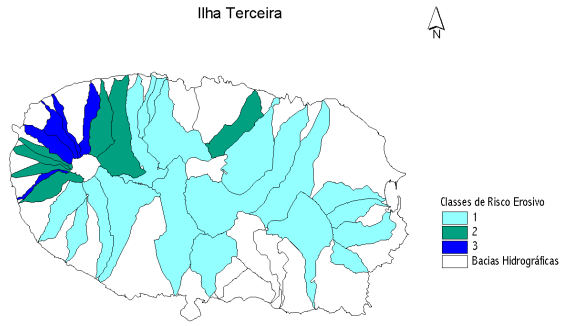


Figura 16- Risco potencial erosivo. Ilha Terceira.

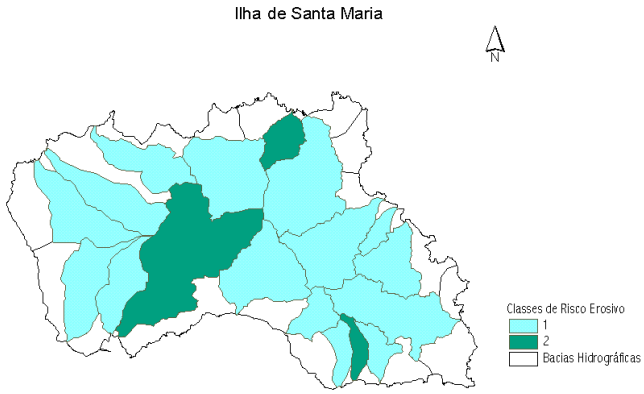


Fig.17- Risco potencial erosivo. Ilha de Santa Maria.

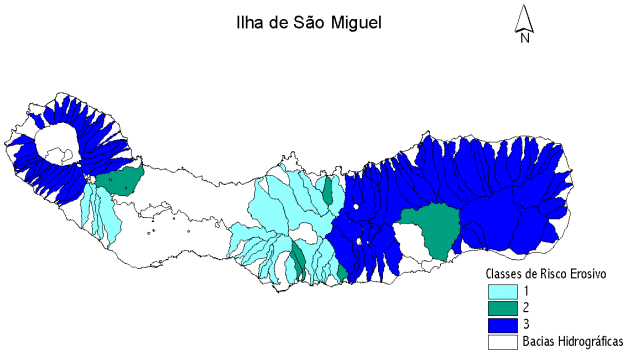


Figura 18- Risco potencial erosivo. Ilha de São Miguel.

4.2.2 - Análise de resultados

Os valores de erosão específica calculados para as bacias hidrográficas do arquipélago dos Açores, quando comparados com valores obtidos em estudos recentes efectuados para algumas bacias hidrográficas do território de Portugal continental, no âmbito dos Planos de Bacia Hidrográfica, nos quais foi utilizada a mesma metodologia, são bastante elevados. De facto, e tomando como comparação os valores da perda de solo da bacia hidrográfica do rio Minho (Quadro 2), situada numa zona do país bastante chuvosa, verificamos que os valores obtidos para as bacias hidrográficas dos Açores são muito superiores.

Secção de Cálculo	**A (ton/ha.ano)**
Rio Mouro na Confluência com o Rio Minho	130
Rio da Gadanha na confluência com o Rio Minho	85
Ribª de Veiga Mira na confluência com o Rio Minho	90
Rio Coura em Coura	155
Rio Coura na Confluência com o Rio Minho	100

Fonte: Plano de bacia hidrográfica do Rio Minho, 2000.

Quadro 2 - Erosão potencial calculada pela metodologia de Fournier na bacia hidrográfica do rio Minho.

A metodologia de Fournier para o cálculo da erosão potencial engloba uma variável relacionada com a precipitação e uma outra com a orografia da bacia hidrográfica. No primeiro caso, a variável assume valores um pouco superiores aos calculados para a bacia hidrográfica do rio Minho. No segundo caso, estes valores são significativamente superiores, já que as bacias hidrográficas do arquipélago dos Açores têm uma área muito inferior e apresentam grandes declives, indicativos da juventude do terreno e da sua origem vulcânica.

Exceptuando algumas ilhas como a Graciosa, Santa Maria e Corvo, todas as outras têm valores de erosão potencial que chegam a ser dez vezes superiores ao valor mais alto da bacia hidrográfica do Rio Minho (155 ton/ha.ano).

Numa análise individual às ilhas que constituem o arquipélago, e em sintonia com o que já foi referido, as que apresentam um menor risco erosivo potencial são as de Santa Maria, Graciosa e Corvo. De acordo com os valores obtidos pela aplicação da metodologia desenvolvida, as bacias hidrográficas das ilhas do Corvo e da Graciosa apresentam uma perda potencial de solo inferior a 1 000 ton/ha.ano, pertencendo à classe 1, de acordo com a classificação adoptada (ver secção 3.2.2). A ilha de Santa Maria, onde os valores obtidos são na generalidade inferiores aos da Ilha do Corvo, tem três bacias com valores potenciais de perda de solo superior a 1 000 ton/ha.ano, o que as coloca na classe de risco erosivo 2.

A ilha das Flores caracteriza-se por uma zona central onde predominam as bacias hidrográficas de classe 1, uma zona mais a Sul onde predominam as de classes 1 e 2 (com apenas duas bacias de classe 3), e por várias bacias hidrográficas de classe 2 e 3 na costa Norte. Devem destacar-se duas bacias, com valores de perda potencial de solo superiores a 3000 ton/ha.ano, a bacia hidrográfica da Ribeira dos Casteletes e a bacia hidrográfica da Ribeira dos Fanais.

A perda potencial de solo na ilha do Faial é bastante elevada, com valores superiores a 1 000 ton/ha.ano. Todas as bacias hidrográficas são de risco potencial 2 e 3, algumas ultrapassando as

3 000 ton/ha.ano de perda potencial de solo. Na Grota da Ribeirinha a perda potencial de solo é de 5 346 ton/ha.ano, o valor mais alto de toda a ilha.

Os valores potenciais mais altos de perda de solo de todo o arquipélago são os da ilha do Pico, devido à influência das fortes precipitações mensais (total mensal por vezes superiores a 1 000 mm) registadas nas estações udométricas da Lagoa do Caiado, Lagoa do Capitão e São Roque. Assim, onze bacias hidrográficas têm uma perda potencial de solo superior a 10 000 ton/ha.ano, e uma delas, a bacia hidrográfica da Ribeira do Soldão, uma perda potencial de solo de 23 287 ton/ha.ano.

Os valores de perda potencial de solo de São Jorge são bastante variáveis, oscilando entre 762 ton/ha.ano a 5 023 ton/ha.ano. As bacias hidrográficas dividem-se pelas três classe de risco erosivo potencial, com uma pequena preponderância das bacias de classe 2.

As bacias de São Miguel são quase exclusivamente de classe 3. Nos extremos Este e Oeste da ilha todas elas pertencem a esta classe, encontrando-se na parte central da ilha as bacias correspondentes às classes 1 e 2. Também nesta ilha se encontram bacias com valores de perda potencial de solo extremamente elevados, superiores a 5 000 ton/ha.ano.

5- CONCLUSÕES

Apesar das dificuldades encontradas ao nível de dados de base para a realização dos objectivos propostos no início deste trabalho, foi possível efectuar a cartografia da erosividade da precipitação para a maioria das ilhas dos Açores (metodologia do índice de Fournier modificado) e as cartas de risco erosivo para as bacias seleccionadas de todas as ilhas (metodologia da erosão potencial).

Relativamente à erosividade da precipitação, a dificuldade na obtenção de dados udométricos adequados para a aplicação da metodologia inicialmente proposta - metodologia de Wischmeier - levou a que se optasse pela aplicação de uma metodologia alternativa, através do cálculo do índice de Fournier modificado.

O número de postos a partir das quais se obtiveram as séries de valores relativas às precipitações totais mensais e anuais condicionou a cartografia efectuada. Em algumas ilhas, como o Corvo e Santa Maria o reduzido número de estações não permitiu realizar a cartografia do índice de Fournier modificado. Noutras ilhas, apesar de se ter realizado essa cartografia, o número e distribuição dos postos levou a que a função de interpolação do SIG utilizado criasse valores distorcidos para as zonas onde não existem postos, o que é particularmente visível na ilha do Pico, sem qualquer posto na parte Sul e Oeste.

Os cálculos foram efectuados a partir de séries de valores relativamente extensas, de 1958 a 1988, rejeitando-se as séries com menos de 15 anos completos. Ilhas como a Terceira, São Miguel ou o Faial, onde o número de estações é maior e a sua distribuição permite obter valores representativos da distribuição da precipitação sobre as suas superfícies, apresentam uma cartografia muito completa, o que permite visualizar as zonas cujo risco de erosão em função da precipitação é mais elevado.

Os valores obtidos para a erosão específica, com base nas precipitações registadas no período de 1958 a 1988 e na orografia, permitiram verificar que a totalidade das bacias hidrográficas analisadas neste estudo apresentam uma perda potencial de solo elevada, nomeadamente quando comparadas com a bacia hidrográfica do rio Minho, para a qual foi recentemente aplicada esta metodologia. Esta diferença deve-se ao regime de precipitações próprio do arquipélago dos Açores e sobretudo aos grandes declives da generalidade das bacias hidrográficas.

As cartas resultantes da aplicação desta metodologia, em que as bacias foram divididas em três classes de risco erosivo potencial, permitem uma observação simples e directa de quais as bacias hidrográficas que em função destes dois factores estão mais sujeitas aos processos de erosão.

Este trabalho, com a realização da cartografia de um índice de erosividade da precipitação e das cartas de risco de erosão potencial das bacias hidrográficas em função da sua orografia e precipitação, poderá ser um contributo para o planeamento e gestão dos recursos hídricos e ordenamento do território do arquipélago dos Açores. Poderá ainda contribuir para a definição de programas de monitorização que tenham em devida conta a obtenção de dados essenciais para uma adequada avaliação de riscos de erosão hídrica, tal como aqui foi analisado.

Adicionalmente, registam-se ainda as vantagens inerentes a serem metodologias pouco exigentes em termos de dados e de fácil aplicação, pelo que se considera que constituem uma adequada primeira aproximação à quantificação destes riscos.

BIBLIOGRAFIA

ARNOLDUS, H.M.J – An Approximation of the Rainfall Factor in the Universal Soil Loss Equation – Assessment of Erosion, De Boodt and Gabriels eds., John Wiley & Sons, 1980.

CARDOSO, ANTÓNIO HELENO – Hidráulica Fluvial, Fundação Calouste Gulbenkian, 1998.

COUTINHO, M. A. E TOMÁS, P.P - Comparação dos Índices de Fournier com o Factor de Erosividade da Precipitação de Wischmeier – Congresso do ESSC, Conservação dos Recursos do Solo, s/ data.

ESRI – Using ArcView GIS: The Geographic Information System For Everyone, 1996.

HERAS, GARCIA – Manual de Hidrologia, Instituto de Hidrologia, Escola de Hidrologia, Madrid, Dezembro de 1972.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E GEOFÍSICA- Anuários Climatológicos de Portugal, Fascículo B - Açores, 1958 a 1988.

LENCASTRE, A. E FRANCO, F..M .- Lições de Hidrologia, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Março de 1984.

MATOS, JOÃO LUIS – Fundamentos de Informação Geográfica, Lidel- Edições Técnicas, LDA, Março de 2001.

MINISTÉRIO DO AMBIENTE E ORDENAMENTO DO TERRITÓRIO- Plano de Bacia Hidrográfica do Rio Minho, Julho de 2000.

SEQUEIRA, E.M.- Programa *CORINE*, Projecto transfronteiriço Algarve/Andaluzia - Estação Agronómica Nacional, Oeiras, 1989.

EROSÕES LOCALIZADAS JUNTO DE ENCONTROS DE COMPRIMENTO INTERMÉDIO E LONGOS
Scour at intermediate and long abutments

Cristina M. S. FAEL

Assistente, UBI, DEC, Edifício II das Engenharias, Calçada do Lameiro, 6200-001, Covilhã, +351.75.329976, cfael@ciunix.ubi.pt

António H. CARDOSO

Professor Associado, IST, DECA, Av. Rovisco Pais, 1049–001, LISBOA+351.1 8418154, ahc@civil.ist.utl.pt

RESUMO

Neste estudo analisam-se os efeitos da velocidade média do escoamento de aproximação e do comprimento do obstáculo na evolução temporal da profundidade máxima de cavidades de erosão junto de encontros de pontes, para escoamentos sem transporte sólido generalizado. Nesta análise adoptaram-se as equações sugeridas por ETTEMA (1980) e por FRANZETTI *et al.* (1982). A avaliação dos coeficientes envolvidos nestas equações permite admitir que os coeficientes de FRANZETTI *et al.* (1982) são coeficientes universais, enquanto os de ETTEMA (1980) seguem de perto as equações sugeridas por CARDOSO e BETTESS (1999). Procede-se à caracterização do tempo de equilíbrio, que também varia com a velocidade média do escoamento de aproximação e com o comprimento dos obstáculos. Conclui-se que o parâmetro adimensional do tempo de equilíbrio tende para um valor constante quando o comprimento do obstáculo adimensionalizado aumenta, independentemente da velocidade média do escoamento. Comparam-se os resultados da profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão com equações envolventes publicadas na literatura. Para comprimentos intermédios dos encontros, $2 \leq L/h \leq 36{,}33$, a equação sugerida por DONGOL (1994) desempenha muito bem a referida função de envolvente superior.

PALAVRAS CHAVE: erosões localizadas, evolução temporal, encontros longos

1 - INTRODUÇÃO

Desde os anos 50 que o estudo das erosões localizadas em torno de obstáculos inseridos em leitos aluvionares, sejam eles esporões fluviais ou encontros e pilares de pontes, tem merecido a atenção de muitos investigadores, mantendo ainda interesse e actualidade.

Nas últimas décadas, o número daquelas estruturas colocadas em leitos aluvionares aumentou significativamente. As erosões que se desenvolvem junto dos apoios das pontes podem conduzir à respectiva rotura parcial ou colapso. Esta é uma questão que há muito preocupa os especialistas em pontes e a sociedade em geral.

A incidência de acidentes devidos a erosões localizadas é muito significativa. Estudos efectuados nos Estados Unidos revelam que, entre 1964 e 1972, 383 pontes sofreram acidentes devido a erosões localizadas e que o investimento médio de reabilitação por acidente foi cerca de cem milhões de Euros.

Em Portugal, este problema também se tem feito sentir, podendo citar-se, a título de exemplo, o recente acidente da ponte de Entre-os-Rios, onde pereceram mais de cinquenta pessoas, o deslocamento do pilar central da ponte de Penacova, ocorrido em 1979 e que provocou a ruína parcial da estrutura metálica do respectivo tabuleiro, ou os problemas de erosões localizadas junto aos pilares centrais da ponte da Gafalha, ocorridos em 1994.

A importância do tema encontra repercussão nos inúmeros estudos desenvolvidos nas últimas décadas com o objectivo central de caracterizar o fenómeno e de quantificar a profundidade das cavidades de erosão. Este esforço é espelhado, por exemplo, em livros como os de BREUSERS e RAUDKIVI (1991), HOFFMANS e VERHEIJ (1997) ou MELVILLE e COLEMAN (2002). Ainda assim, existem dúvidas quanto ao grau de rigor das previsões fornecidas pelas formulações existentes, em consequência da complexidade dos fenómenos associados às erosões localizadas. Além disso, o efeito de alguns factores ainda não está inequivocamente caracterizado.

O conhecimento disponível é de amplitude e qualidade diferente consoante o tipo de obstáculo. Se, por um lado, a bibliografia sobre erosões localizadas junto de pilares de pontes é muito extensa, conhecendo-se inclusivamente avanços obtidos por via da modelação matemática, por outro lado, a literatura existente no que diz respeito aos obstáculos salientes de margens (esporões fluviais e encontros de pontes) é menos extensa. As lacunas de conhecimento são particularmente importantes no caso de encontros longos e de comprimento intermédio, justificando-se, por isso um esforço de investigação adicional para estes tipos de encontros. Parte desta comunicação centra-se, justamente, na discussão de novos resultados experimentais obtidos para estes tipos de obstáculos.

2. ENQUADRAMENTO DO ESTUDO

2.1 Evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão

Desde há muito que vários autores têm proposto fórmulas empíricas de avaliação da evolução temporal da profundidade das cavidades de equilíbrio. Alguns deles, como é o caso de VEIGA da CUNHA (1973), apresentam contribuições segundo as quais a profundidade das cavidades, $ds(t) = \infty$ para $t = \infty$. Este facto constitui uma limitação à respectiva aplicação. Em face desta dificuldade, surgiram algumas fórmulas válidas unicamente para a fase principal do processo erosivo, que decorre entre poucas dezenas de minutos após o início do processo e o início da fase de equilíbrio. De entre estas merece particular destaque a de ETTEMA (1980). A de FRANZETTI *et al.* (1982) tem a mesma

limitação que apresenta a de VEIGA da CUNHA (1973) mas pode ser adaptada à fase principal. A generalidade das contribuições conhecidas aplica-se a pilares cilíndricos.

Neste contexto e restringindo o estudo do fenómeno erosivo a canais rectangulares muito largos, (em que o efeito da contracção da secção do escoamento se pode desprezar) com fundo de areia praticamente uniforme (coeficiente de graduação $\sigma_D \approx 2{,}0$) e insusceptível de proporcionar a formação de rugas ($D_{50} > \approx 0{,}6$ mm, em que D_{50} é o diâmetro mediano do material do fundo), a relação de parâmetros adimensionais que permite enquadrar o estudo da evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão apresenta, segundo SANTOS e CARDOSO (2001), a seguinte forma

$$N_{ds(t)} = \varphi(N_L, N_U, N_t) \qquad \textbf{(1)}$$

em que:

$N_{ds(t)} = d_s(t)/L$ – parâmetro referente à profundidade da cavidade de erosão no instante *t* (–);
$N_L = L/h$ – comprimento relativo do obstáculo (–);
$N_U = U/U_c$ – intensidade do escoamento de aproximação (–);
$N_{D50} = L/D_{50}$ – parâmetro que traduz a influência da granulometria do material do fundo (–);
$N_t = D_{50}\nu t/L^3$ – parâmetro genérico que traduz directamente a influência do tempo (–);
L – comprimento do obstáculo (m);
H – altura do escoamento de aproximação não perturbado (m) ;
U – velocidade média do escoamento de aproximação não perturbado (m/s) ;
U_c – velocidade média de início do movimento do material do fundo (m/s) .

A equação anterior resulta do facto de se ter admitido que a influência da granulometria do material do fundo é desprezável.

Em condições de movimento incipiente do material do fundo, ou seja, para $U/U_c \approx 1$, ETTEMA (1980) propôs a seguinte expressão para descrever a evolução temporal da profundidade de cavidades de erosão junto de pilares cilíndricos de diâmetro D_p

$$\frac{d_s(t)}{D_p} = k_1 \times \log\left[\frac{D_{50} t \nu}{D_p^3}\right] + k_2 \qquad \textbf{(2)}$$

em que k_1 e k_2 são coeficientes e ν é a viscosidade cinemática da água.

FRANZETTI *et al.* (1982) sugeriram, por sua vez, a seguinte função exponencial:

$$\frac{d_s(t)}{d_{se}} = 1 - \exp\left[a_1\left(\frac{Ut}{D_p}\right)^{a_2}\right] \qquad \textbf{(3)}$$

em que $a_1 = -0{,}028$, $a_2 = 1/3$ e d_{se} é a profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão.

Nas formulações anteriores, o parâmetro genérico N_t inclui, directa ou indirectamente, como comprimento característico, o diâmetro de um pilar, D_p. Para obstáculos salientes das paredes de um canal, CARDOSO e BETTESS (1999) generalizaram as definições anteriores de N_t considerando o comprimento do obstáculo como comprimento característico. Estudaram ainda a influência de $N_L = L/h$ na evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão junto de obstáculos para a situação de movimento incipiente do material do fundo no escoamento de aproximação. Ou seja, caracterizaram a equação

$$N_{ds(t)} = \varphi(N_L, N_t) \qquad \text{para } N_U \approx 1{,}0 \qquad (4)$$

mostrando que k_1, k_2 e a_1 variam com $N_L = L/h$, enquanto a_2 seria uma constante universal. Assim, CARDOSO e BETTESS (1999) obtiveram as equações

$$k_1 = 0{,}595\left(L/h\right)^{-0{,}716} \qquad (5)$$

$$k_2 = 2{,}697\left(L/h\right)^{-0{,}564} \tag{6}$$

$$a_1 = -0{,}0152\left(L/h\right) - 0{,}1046 \tag{7}$$

e concluíram que $a_2 \approx 0{,}353$ independentemente do valor de L/h.

Em face do exposto, estabeleceu-se como primeiro objectivo específico deste trabalho exprimir as mesmas constantes (k_1, k_2, a_1 e a_2) em função de N_L e de N_U, na tentativa de caracterizar a relação paramétrica representada pela Eq. (1) para valores mais elevados de N_L. Esta equação é uma versão simplificada da equação geral de evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão junto de obstáculos salientes de margens porque não atende a efeitos como os da forma ou orientação dos obstáculos, coeficiente de graduação do material do fundo, σ_D, forma e contracção da secção transversal do escoamento ou densidade do material do fundo.

2.2 Valores de equilíbrio da profundidade máxima das cavidades de erosão

Atingida a fase de equilíbrio, o tempo deixa praticamente de figurar como variável condicionante do processo erosivo pelo que a Eq. (1) toma a seguinte forma

$$N_{dse} = \varphi\left(N_L, N_U\right) \tag{8}$$

em que $ds(t)$ dá lugar a d_{se}, profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão.

Encontram-se na literatura diversas equações do tipo da Eq. (8), para diferentes tipos de obstáculos. No que diz respeito aos encontros, merecem destaque as contribuições de MELVILLE (1992) e de DONGOL (1994). Estes autores propuseram expressões para avaliar a envolvente superior da profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão em função do comprimento relativo L/h, válidas apenas para condições de movimento incipiente do material do fundo, isto é, para $N_U \approx 1{,}0$. Assim, MELVILLE (1992) propôs as equações,

$$d_{se} = 2{,}0 L^{0{,}5} h^{0{,}5} \qquad \text{para } 1{,}0 < L/h < 25{,}0 \tag{9}$$

$$d_{se} = 10{,}0 h \qquad \text{para } L/h > 25{,}0 \tag{10}$$

enquanto DONGOL (1994) propôs as seguintes outras:

$$d_{se} = 2{,}51 L^{0{,}3} h^{0{,}7} \qquad \text{para } 2{,}0 < L/h < 100{,}0 \tag{11}$$

$$d_{se} = 10{,}0 h \qquad \text{para } L/h > 100{,}0 \tag{12}$$

As equações anteriores representam envolventes a dados compilados por ambos os autores. A diferença entre os resultados obtidos de acordo com os referidos autores atinge um máximo de cerca de 50% para L/h = 25,0, o que é uma diferença muito significativa. Em face do exposto, estabeleceu-se como segundo objectivo deste trabalho clarificar a disparidade de resultados entre as duas formulações.

2.3 Metodologia adoptada

O estudo aqui reportado é de índole essencialmente experimental. Parte dos dados que lhe servem de base são resultados de ensaios realizados no Canal de Morfologia Fluvial existente no

Laboratório de Hidráulica e Recursos Hídricos (LHRH) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior (UBI). Os restantes foram seleccionados na literatura existente.

Em todos os casos, os dados dizem respeito a situações em que não ocorre transporte sólido generalizado no escoamento de aproximação, ou seja, situações em que as velocidades médias do escoamento, U, são inferiores à velocidade crítica de início do movimento do material do fundo, U_c.

3. INSTALAÇÕES E PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

O canal da UBI tem 28,00 m de comprimento e 4,00 m de largura. As respectivas paredes têm de 1,00 m de altura. A estrutura do canal é essencialmente de betão armado, com excepção da parede lateral direita onde existem 10 painéis de vidro que permitem a observação do escoamento no trecho central, onde se desenvolvem as erosões localizadas. Além disso, a laje de fundo é interrompida, em parte do trecho central e a toda a largura do canal, por uma caixa paralelepipédica com 3,00 m de comprimento e 0,60 m de profundidade, a qual foi preenchida com areia de quartzo ($D_{50} \approx 1{,}28$ mm; $\sigma_D \approx 1{,}46$) de modo a permitir o desenvolvimento das cavidades de erosão.

Os ensaios realizados neste estudo decorreram para alturas de escoamento praticamente constantes ($h \approx 0{,}07$ m) e para comprimentos do encontro que variam entre $L = 0{,}64$ m e $L = 1{,}86$ m. Deste modo, L/h varia entre ≈ 9 e ≈ 36. O limite superior deste intervalo é muito raro em estudos anteriores. Também foram consideradas diferentes velocidades de escoamento, na gama $\approx 0{,}6 < U/U_c < \approx 1{,}0$.

O escoamento é estabelecido a partir do tanque de abastecimento, com 100 m^3 de capacidade. O circuito hidráulico é constituído pelo circuito de alimentação propriamente dito e por um circuito de enchimento do canal através do seu fundo. A função deste é permitir o enchimento lento e uniforme do canal, através de três saídas existentes no fundo do canal, com um caudal total de 5 l/s, evitando deste modo a ocorrência de fenómenos não controlados de erosão no início dos ensaios, que de outro modo ocorreriam se o canal fosse cheio com o circuito principal.

Na extremidade de jusante das tubagens do circuito de alimentação, à entrada no canal, existe um tubo difusor que tem como função distribuir uniformemente o caudal a toda a largura do canal. O circuito hidráulico pode movimentar caudais que variam entre 0 e 180 l/s.

Na extremidade de jusante do canal existe uma comporta pendular que possibilita a regulação dos níveis de água no canal, sendo accionada manualmente por meio de um guincho com cabo e roldana.

O canal encontra-se ainda equipado com um passadiço rolante apoiado em dois carris existente no topo das respectivas paredes laterais. O passadiço desloca-se ao longo do canal com o auxílio de um motor e com uma velocidade que pode variar entre 0 e 30 m/min. Permite realizar operações de arrasto e alisamento do fundo móvel com uma inclinação pré-definida e segundo uma faixa de largura variável até à largura total do canal. Pode, também, servir de suporte a equipamento de medição.

4. DADOS SELECCIONADOS NA LITERATURA

Como complemento aos dados obtidos expressamente no presente estudo foram também compilados dados do mesmo tipo obtidos por VEIGA da CUNHA (1973), KWAN (1984), CARDOSO e BETTESS (1999) e SANTOS (1999). De notar que estes dados correspondem a ensaios com durações, T_d, superiores ao tempo de equilíbrio, T_e. Além disso, os obstáculos são estreitos, verticais e colocados perpendicularmente à margem; a secção transversal do escoamento é rectangular (ou comporta-se como tal), sendo o fundo constituído por areia caracterizada por $D_{50} > 0{,}6$ mm e por $\sigma_D < 2{,}0$ e não ocorre transporte sólido generalizado nos escoamentos de aproximação ($U/U_c < 1$).

5. DISCUSSÃO

5.1. Caracterização dos dados utilizados

Nos Quadros 1 e 2 caracterizam-se, respectivamente, os ensaios realizados no âmbito do presente estudo e os ensaios seleccionados na literatura. As tabelas incluem, além dos valores de L e de h, a duração dos ensaios, T_d, do tempo de equilíbrio, T_e, da profundidade de equilíbrio, d_{se}, e dos parâmetros $N_L = L/h$ e $N_U = U/U_c$.

No Quadro 1, os resultados dos ensaios caracterizam-se por valores de L compreendidos entre 0,64 m e 1,86 m, de U/U_c compreendidos entre 0,57 e 1,12, sendo a altura do escoamento, h, praticamente constante e igual a 0,07 m, conforme se referiu anteriormente.

No Quadro 2, os dados seleccionados estão identificados pelas iniciais dos autores que os divulgaram na literatura. Os valores de U/U_c são da ordem de grandeza dos obtidos no estudo experimental realizado e os valores de T_d são sempre superiores aos de T_e, o que significa que os ensaios decorreram, em todos os casos, até à fase de equilíbrio.

Quadro 1 – Valores das variáveis características dos ensaios realizados no âmbito do presente estudo

Ensaios	h (m)	L (m)	d_{se} (m)	T_e (h)	T_d (h)	U/U_c (-)	L/h (-)
CF.1	0,062	1,86	0,426	59,1	149,7	1,12	30,097
CF.2	0,062	1,86	0,381	87,5	166,2	0,90	30,097
CF.3	0,051	1,86	0,344	115,5	161,9	0,81	36,328
CF.4	0,055	1,71	0,330	160,7	169,0	0,75	30,888
CF.5	0,062	1,71	0,357	72,3	177,3	0,90	27,679
CF.6	0,068	1,71	0,421	127,5	167,0	1,02	25,185
CF.7	0,069	1,55	0,423	163,7	172,2	1,00	22,591
CF.8	0,060	1,55	0,337	54,4	129,2	0,92	25,695
CF.9	0,064	1,55	0,237	54,6	184,0	0,65	24,250
CF.10	0,067	1,40	0,230	105,7	168,1	0,62	20,958
CF.11	0,071	1,40	0,295	125,4	146,3	0,79	19,858
CF.12	0,065	1,40	0,407	150,1	509,1	1,06	21,440
CF.13	0,066	1,25	0,199	75,9	263,8	0,63	18,879
CF.14	0,069	1,25	0,294	91,2	216,7	0,80	17,980
CF.15	0,066	1,25	0,372	49,2	200,9	1,04	18,822
CF.16	0,070	1,09	0,160	129,4	189,5	0,58	15,592
CF.17	0,069	1,09	0,273	78,1	173,1	0,81	15,841
CF.18	0,066	1,09	0,359	70,6	166,9	1,05	16,687
CF.19	0,067	0,94	0,334	90,5	167,7	1,04	14,135
CF.20	0,070	0,94	0,243	91,5	168,7	0,79	13,371
CF.21	0,070	0,94	0,131	111,9	167,9	0,59	13,506
CF.22	0,069	0,79	0,312	88,7	167,6	1,01	11,474
CF.23	0,071	0,79	0,231	134,5	168,8	0,79	11,102
CF.24	0,071	0,79	0,104	96,2	147,4	0,57	11,055
CF.25	0,070	0,64	0,297	143,8	169,4	0,99	9,097
CF.26	0,070	0,64	0,080	112,9	170,0	0,58	9,033
CF.27	0,072	0,64	0,208	83,8	168,4	0,78	8,881

5.2. Evolução temporal da profundidade máxima de cavidades de erosão

5.2.1 Efeito da velocidade do escoamento de aproximação

O efeito da velocidade do escoamento de aproximação na evolução temporal da profundidade máxima das cavidades de erosão é seguidamente discutido no quadro dos parâmetros de ETTEMA (1980). Assim, representa-se na Fig. 1 a evolução de $N_{ds(t)} = d_s(t)/L$ em função de $N_t = D_{50}\nu t/L^3$ (ver Eq. (2)) para a fase principal dos ensaios realizados no âmbito do presente estudo. Estes ensaios caracterizam-se por valores de N_L a variar entre 8,88 e 36,33 e por valores de N_U que variam entre 0,57 e 1,12.

Quadro 2 – Valores das variáveis características dos ensaios seleccionados na literatura

Ensaios	h (m)	L (m)	i (-)	d_{se} (m)	T_e (h)	T_d (h)	U/U_c (-)	L/h (-)
JS-A1	0,071	0,18	0,0006	0,211	110,0	150,0	1,06	2,535
JS-A2	0,071	0,18	0,0005	0,176	94,4	94,5	0,96	2,535
JS-A4	0,069	0,18	0,0003	0,049	80,2	125,8	0,75	2,609
JS-A5	0,070	0,18	0,0002	0,021	40,0	70,6	0,66	2,571
JS-B1a	0,071	0,40	0,0006	0,295	120,0	237,1	1,05	5,634
JS-B2a	0,072	0,40	0,0005	0,243	110,0	166,6	0,93	5,556
JS-B3a	0,069	0,40	0,0004	0,156	54,1	91,7	0,85	5,797
JS-B3b	0,069	0,40	0,0004	0,171	45,0	91,7	0,85	5,797
JS-B4a	0,070	0,40	0,0003	0,124	52,8	138,9	0,75	5,714
JS-B4b	0,070	0,40	0,0003	0,119	62,5	138,8	0,75	5,714
JS-B5a	0,069	0,40	0,0002	0,087	60,9	114,1	0,65	5,797
JS-B5b	0,069	0,40	0,0002	0,088	55,4	114,1	0,65	5,797
JS-B6a	0,070	0,40	0,0001	0,035	40,0	91,7	0,54	5,714
JS-B6b	0,070	0,40	0,0001	0,040	35,0	91,8	0,54	5,714
JS-C1	0,071	0,50	0,0006	0,308	101,1	150,1	1,06	7,042
JS-C2	0,071	0,50	0,0005	0,223	72,1	94,5	0,96	7,042
JS-C4	0,069	0,50	0,0003	0,137	44,7	126,0	0,75	7,246
JS-C5	0,070	0,50	0,0002	0,099	27,8	118,7	0,66	7,143
VC1	0,090	0,20	0,0003	0,039	31,5	96,0	0,59	2,222
VC2	0,090	0,20	0,0004	0,056	41,0	133,0	0,65	2,222
VC3	0,090	0,20	0,0004	0,087	59,5	144,0	0,7	2,222
VC4	0,090	0,20	0,0006	0,202	70,0	120,0	0,86	2,222
VC9	0,090	0,20	0,0009	0,289	102,0	120,0	1,02	2,222
C&B1	0,031	0,15	0,0029	0,122	50,0	101,0	0,95	4,742
C&B2	0,073	0,15	0,0021	0,220	120,0	142,0	0,93	2,014
C&B4	0,078	0,27	0,0021	0,242	75,0	118,0	0,92	3,462
C&B5	0,028	0,40	0,0032	0,123	22,0	105,0	0,95	14,286
C&B6	0,079	0,40	0,0021	0,246	55,5	70,0	0,92	5,063
K1	0,100	0,16	0,0003	0,220	90,0	100,0	0,92	1,640
K12	0,050	0,52	0,0008	0,194	44,6	98,0	0,93	10,320
K13	0,050	0,72	0,0008	0,234	37,2	127,0	0,90	14,340
K19	0,050	0,87	0,0008	0,263	34,0	72,0	0,90	17,400

De acordo com a Fig. 1, pode concluir-se que a evolução do processo erosivo é influenciada pelo valor de $N_U = U/U_c$, ou seja, pela velocidade do escoamento de aproximação ao obstáculo.

SANTOS (1999) mostra que esta conclusão também é valida no quadro dos parâmetros de FRANZETTI *et al.* (1982), pelo que se tentou expressar k_1, k_2, a_1 e a_2 em função de N_U, para N_L constante. Estes coeficientes (k_1, k_2, a_1 e a_2) foram calculados recorrendo ao método dos mínimos quadrados aplicado aos dados da fase principal de cada ensaio, traduzidos em pares de valores dos parâmetros adimensionais $N_{ds(t)}$ e N_t, cujas definições variam consoante se trate de ETTEMA (1980) ou de FRANZETTI *et al.* (1982).

Nas Fig(s). 2 e 3 representam-se, respectivamente, os valores dos coeficientes k_1 e k_2 em função de N_U. Os valores dos coeficientes foram agrupados por classes de N_L. A primeira inclui os ensaios de JS A - $L/h \approx 2{,}57$, VC - $L/h = 2{,}22$ e C&B2 - $L/h = 2{,}01$. A segunda é composta pelos ensaios de JS B - $L/h \approx 5{,}72$ e C&B1 - $L/h = 4{,}74$. A terceira corresponde aos ensaios resultantes do presente estudo, CF - $6 < L/h < 12$, os ensaios de K12 - $L/h \approx 7{,}10$, C&B3 - $L/h = 9{,}64$ e JS C - $L/h \approx 7{,}10$. A quarta série é composta pelos ensaios de CF - $12 < L/h < 18$, os ensaios de K13 - $L/h = 14{,}34$, K19 - $L/h = 17{,}40$ e C&B5 - $L/h = 14{,}29$. As restantes séries dizem respeito aos ensaios resultantes do presente estudo agrupadas em três intervalos $18 < L/h < 24$, $24 < L/h < 30$ e $30 < L/h < 36$. Apresentam-se também, nas referidas figuras, as rectas de regressão dos valores dos coeficientes k_1 e k_2 em função de $N_U = U/U_c$.

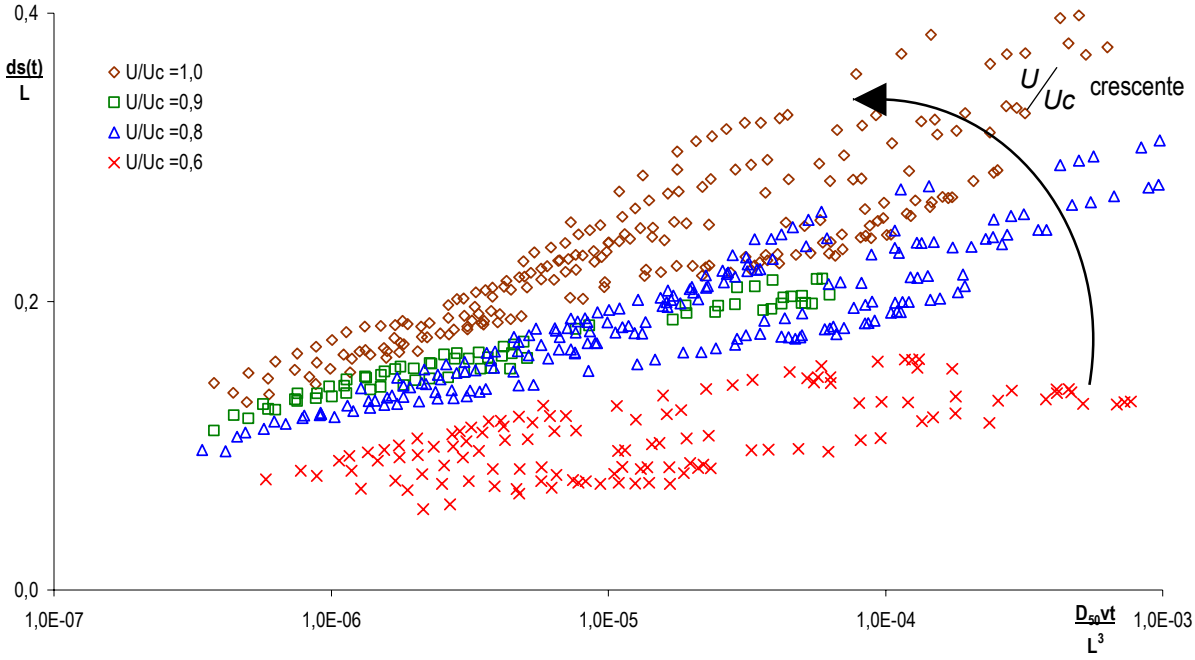


Figura 1 – Influência de $N_U = U/U_c$ na evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão

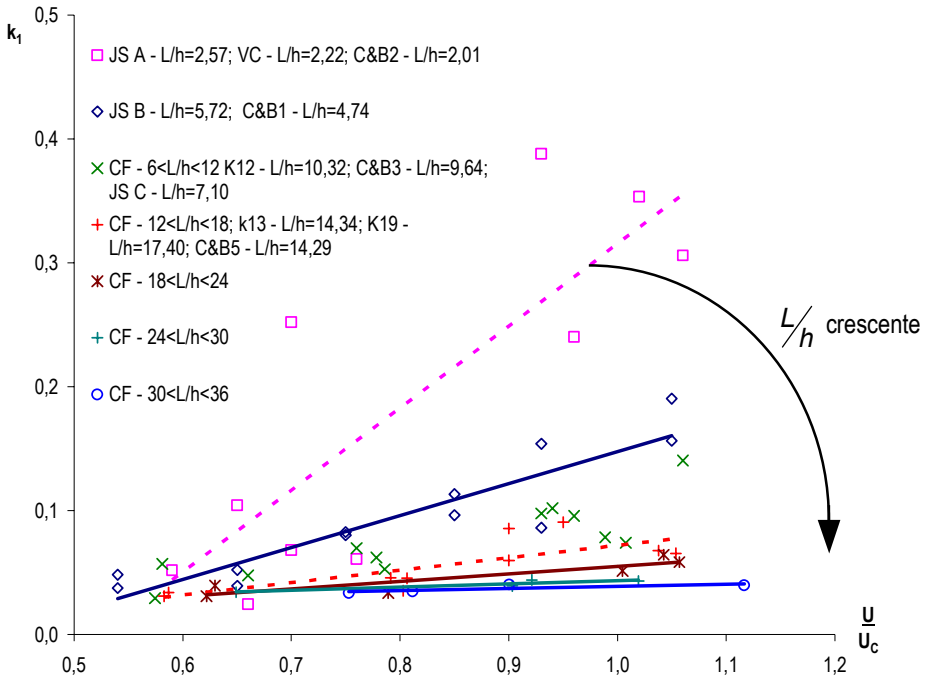


Figura 2 – Variação de k_1 com $N_U = U/U_c$

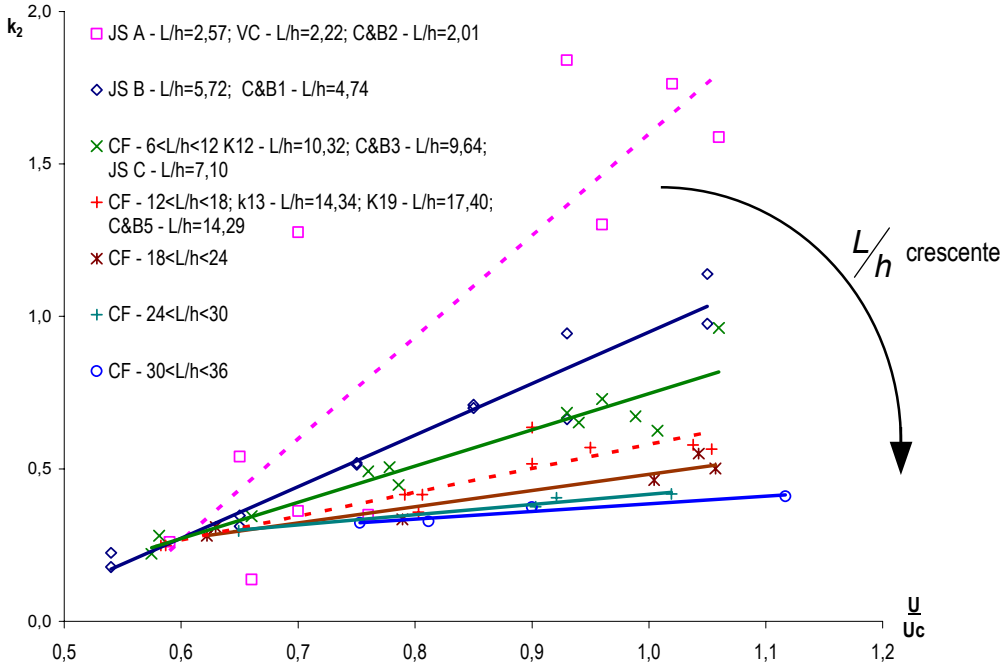


Figura 3 – Variação de k_2 com $N_U = U/U_c$

Da análise das Fig(s). 2 e 3, pode concluir-se que para cada classe de $N_L = L/h$ a variação de k_1 e de k_2 com $N_U = U/U_c$ é praticamente linear; que os coeficientes k_1 e k_2 tendem a diminuir com o aumento de N_L tornando-se praticamente constantes para valores elevados de N_L. Para valores de $N_L > 30$, os valores de k_1 e de k_2 são, respectivamente $\approx 0{,}03$ e $\approx 0{,}26$. Os valores máximos de k_1 e de k_2 correspondem aos ensaios em que a velocidade média de escoamento é igual à velocidade critica de início do movimento, ou seja, ensaios em que $N_U = U/U_c \approx 1{,}0$.

Nas Fig(s). 4 e 5, apresenta-se, respectivamente, a variação de $-a_1$ e de a_2 com $N_U = U/U_c$. Os valores de a_1 e a_2 foram calculados para os ensaios utilizados na caracterização de k_1 e de k_2.

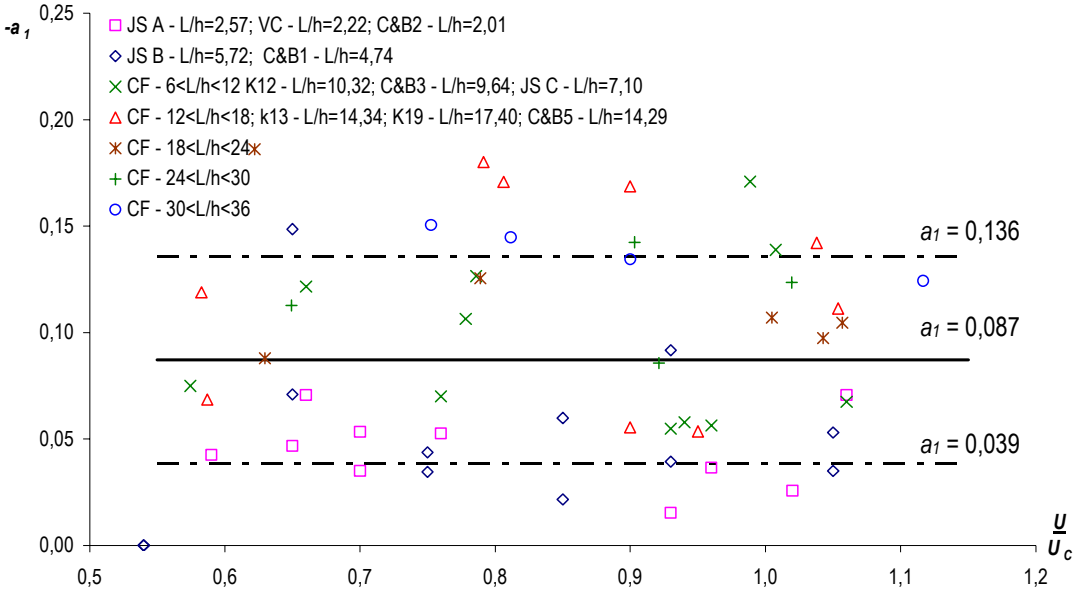


Figura 4 – Variação de $-a_1$ com $N_U = U/U_c$

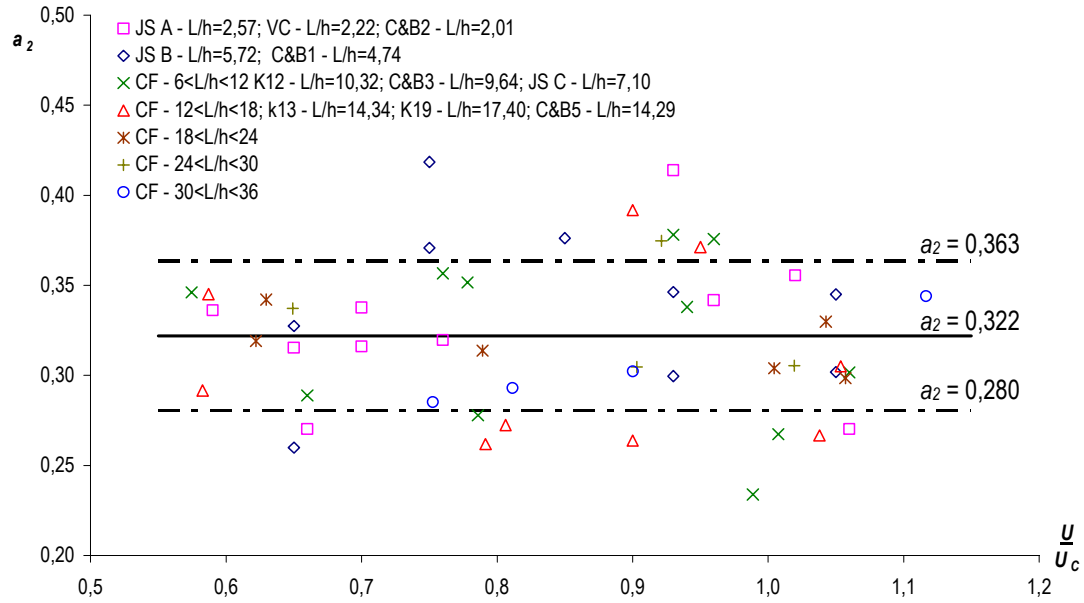


Figura 5 – Variação de a_2 com $N_U = U/U_c$

As Fig(s). 4 e 5 não permitem identificar qualquer tendência para a variação dos coeficientes a_1 e a_2 com $N_U = U/U_c$. Estes coeficientes tomam os valores $a_1 = -0{,}087 \pm 0{,}049$ e $a_2 = 0{,}322 \pm 0{,}041$, independentemente do valor de N_U. Este resultado difere do de SANTOS (1999) no caso particular de a_1. Por outro lado, o resultado de a_2 agora obtido é semelhante ao sugerido por FRANZETTI *et al.* (1982), para quem, como se viu, $a_2 = 1/3$.

5.2.2 Efeito do comprimento do obstáculo

Nas Fig(s). 6 e 7, apresentam-se valores dos coeficientes k_1 e k_2 em função de $N_L = L/h$. Tal como referido anteriormente, os coeficientes foram obtidos recorrendo ao método dos mínimos quadrados, aplicados aos valores dos parâmetros adimensionais $N_L=ds(t)/L$ e $N_t=D_{50}vt/L^3$ da fase principal da variação temporal da profundidade das cavidades de erosão. Para a presente análise, consideraram-se apenas os ensaios efectuados para condições próximas das de início do movimento ($0{,}90 \leq U/U_c \leq 1{,}12$). Nas referidas figuras incluem-se, para além dos dados, as curvas propostas por CARDOSO e BETTESS (1999) e as obtidas no presente estudo, para as mesmas condições:

$$k_1 = 0{,}579\left(L/h\right)^{-0{,}786} \tag{13}$$

$$k_2 = 2{,}345\left(L/h\right)^{-0{,}542} \tag{14}$$

para as quais R^2 é respectivamente igual a 0,938 e a 0,946.

Verifica-se que as curvas obtidas no presente estudo são muito semelhantes às propostas por CARDOSO e BETTESS (1999) apesar das discrepâncias patentes, em particular, no caso do coeficiente k_1.

Nas Fig(s). 8 e 9 apresenta-se a variação dos coeficientes a1 e a2, com NL = L/h. Tal como referido anteriormente, os coeficientes foram obtidos por regressão sobre os dados da fase principal da variação temporal da profundidade das cavidades de erosão. Para a presente análise, consideraram-se apenas os ensaios efectuados para condições próximas das de início do movimento (0,90 ≤ U/Uc ≤ 1,12). Nas referidas figuras incluem-se, para além dos dados, as soluções propostas por CARDOSO e BETTESS (1999) e as obtidas no presente estudo, para as mesmas condições.

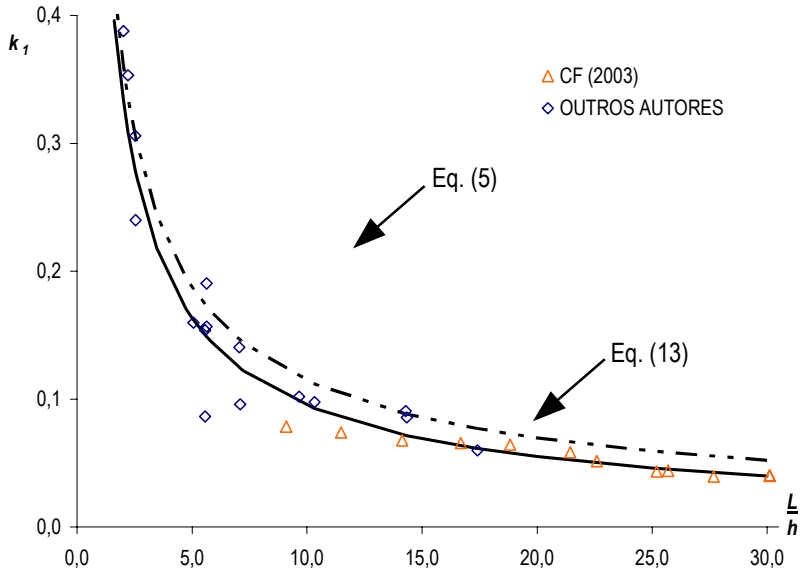


Figura 6 – Variação de k_1 com $N_L = L/h$

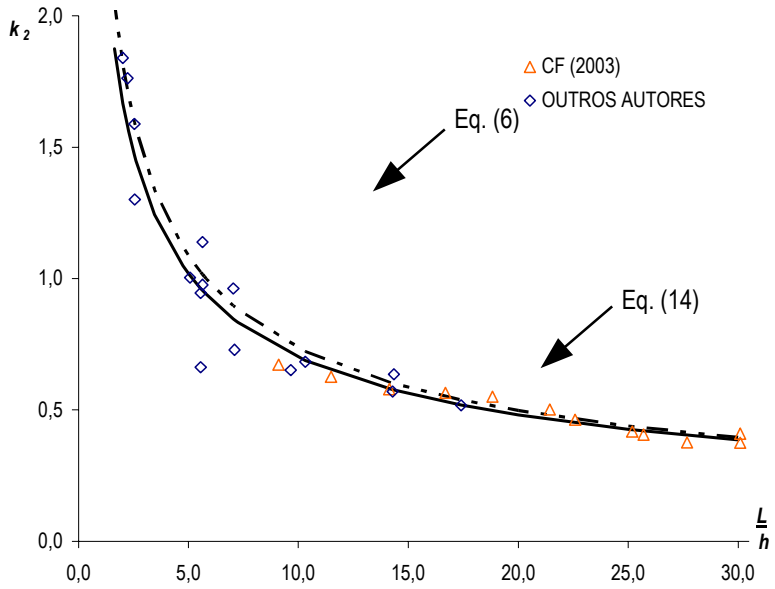


Figura 7 – Variação de k_2 com $N_L = L/h$

No que respeita ao coeficiente a_2, parecem não restar dúvidas de que o seu valor é muito semelhante ao sugerido por FRANZETTI *et al.* (1982) e confirmado por CARDOSO e BETTESS (1999). No que se refere a a_1, o presente estudo parece indicar que se trata de uma constante uma vez que não varia com $N_U = U/U_C$ nem de forma clara com $N_h = L/h$ ao contrário do que tinham sugerido CARDOSO e BETTESS (1999) e SANTOS e CARDOSO (2001). Ainda assim, o valor do coeficiente obtido neste estudo ($a_1 = -0{,}087$) é cerca do triplo do sugerido por FRANZETTI *et al.* (1982) ($a_1 = -0{,}028$).

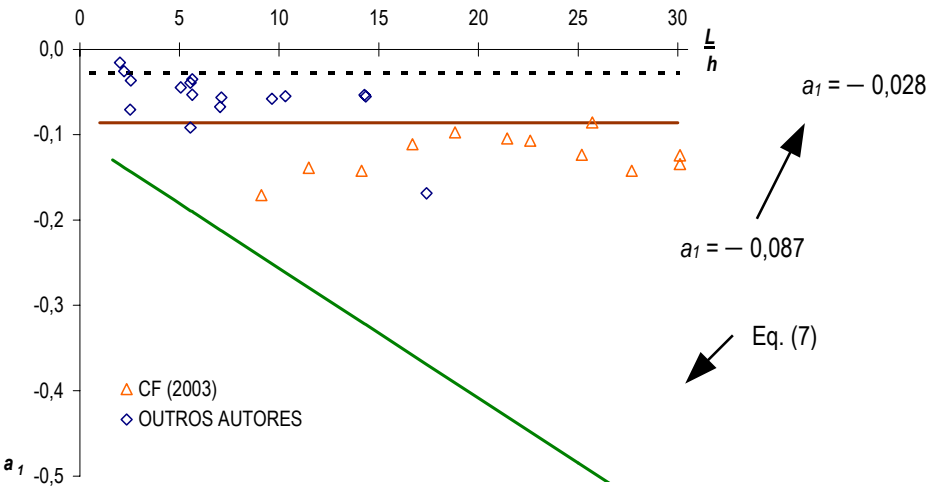


Figura 8 – Variação de a_1 com $N_L = L/h$

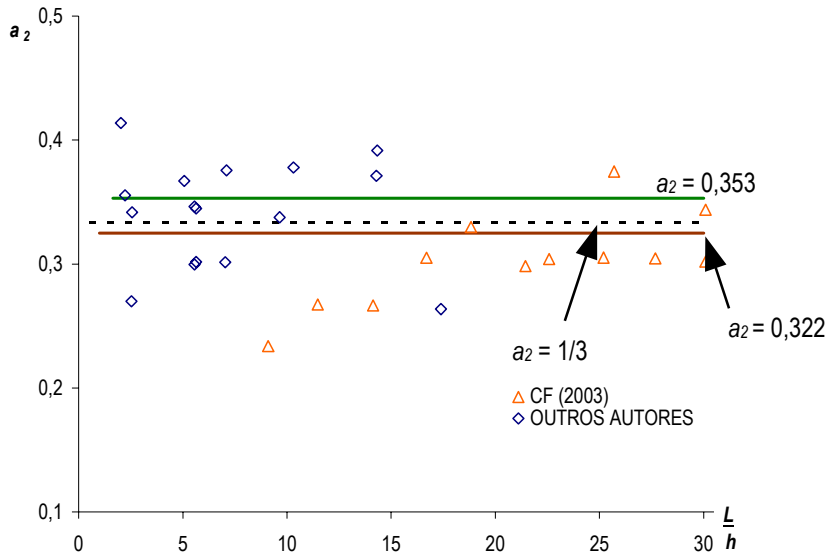


Figura 9 – Variação de a_2 com $N_L = L/h$

5.2.3 Efeito conjunto da velocidade do escoamento de aproximação e do comprimento do obstáculo nos coeficientes de ETTEMA (1980)

Apresentam-se seguidamente as equações de regressão obtidas para os parâmetros k_1 e k_2 em função da intensidade do escoamento de aproximação, $N_U = U/U_c$, e do comprimento relativo do obstáculo, $N_L = L/h$,

$$k_1 = 0{,}367\left(L/h\right)^{-0{,}583}\left(U/U_c\right)^{2{,}007} \tag{15}$$

$$k_2 = 1{,}594\left(L/h\right)^{-0{,}341}\left(U/U_c\right)^{2{,}112} \tag{16}$$

Para estas equações, R^2 é respectivamente igual a 0,876 e a 0,855, o que denota um razoável ajustamento das equações propostas aos dados disponíveis.

5.2.4 Caracterização do tempo de equilíbrio

Uma vez que as contribuições de ETTEMA (1980) e de FRANZETTI *et al.* (1982) se referem à fase principal da evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão, é crucial a definição do tempo de equilíbrio como forma de as tornar úteis na prática da engenharia.

Como se pode verificar, a equação de FRANZETTI *et al.* (1982) indica que o estado de equilíbrio só é alcançado para $t = \infty$. Convenciona-se, por isso, que o estado de equilíbrio é atingido quando $d_s(t) = 0{,}99 d_{se}$.

Pode admitir-se que o parâmetro UT_e/L depende de N_U e de N_L, isto é,

$$\frac{UT_e}{L} = \varphi(N_U ; N_L) \tag{17}$$

uma vez que o processo erosivo parece não depender de N_{D50}.

Para confirmar a hipótese subjacente à equação (17), representa-se, na Fig. 10, a variação de UT_e/L com $N_U = U/U_c$ para sete classes de N_L. Assim, a primeira inclui os ensaios de JS A - $L/h \approx 2{,}57$, VC - $L/h = 2{,}22$ e C&B2 - $L/h = 2{,}01$. A segunda é composta pelos ensaios de JS B - $L/h \approx 5{,}72$ e C&B1 - $L/h = 4{,}74$. A terceira corresponde aos ensaios resultantes do presente estudo CF - $6 < L/h < 12$, os ensaios de K12 - $L/h \approx 7{,}10$, C&B3 - $L/h = 9{,}64$ e JS C - $L/h \approx 7{,}10$. A quarta é composta pelos ensaios de CF - $12 < L/h < 18$, os ensaios de K13 - $L/h = 14{,}34$, K19 - $L/h = 17{,}40$ e C&B5 - $L/h = 14{,}29$. As restantes classes dizem respeito aos resultados do presente estudo agrupadas em três intervalos $18 < L/h < 24$, $24 < L/h < 30$ e $30 < L/h < 36$. Apresentam-se ainda as rectas de regressão calculadas sobre os pares de valores de UT_e/L e de N_U de cada grupo.

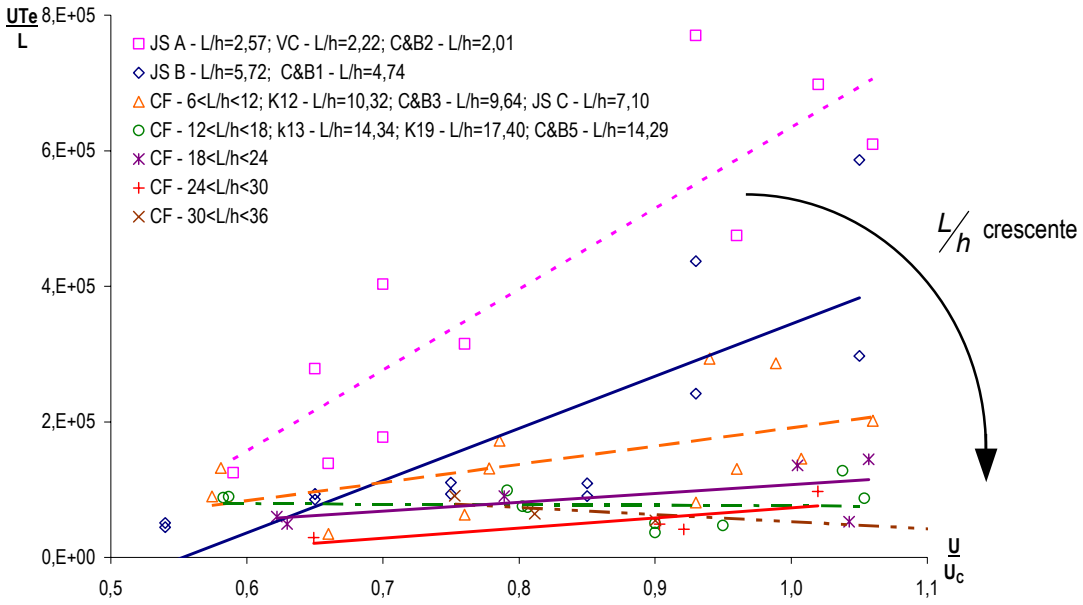


Figura 10 – Variação de UT_e/L com $N_U = U/U_c$

De acordo com a Fig. 10, pode concluir-se que a variação de UT_e/L com $N_U = U/U_c$ é praticamente linear e que UT_e/L tende a diminuir com o aumento de $N_L = L/h$ tornando-se praticamente constante para valores elevados de N_L (para $N_L > 30$, o valor de UT_e/L é aproximadamente constante e igual a 1,05E+05). Os valores máximos observados de UT_e/L correspondem aos ensaios em que a velocidade média de escoamento de aproximação é praticamente igual à velocidade de início do movimento, ou seja, ensaios em que $N_U = U/U_c \approx 1{,}0$.

5.3 Valores de equilíbrio da profundidade máxima das cavidades de erosão

Os valores de equilíbrio da profundidade máxima das cavidades de erosão são seguidamente discutidos tendo por base as expressões propostas por MELVILLE (1992) e por DONGOL (1994). Assim, representam-se na Fig. 11 os valores de d_{se}/h em função de $N_L = L/h$, considerando apenas dados em que $N_U = U/U_c \approx 1{,}00$. Nas referidas figuras incluem-se, para além dos dados, as envolventes propostas por MELVILLE (1992) e por DONGOL (1994).

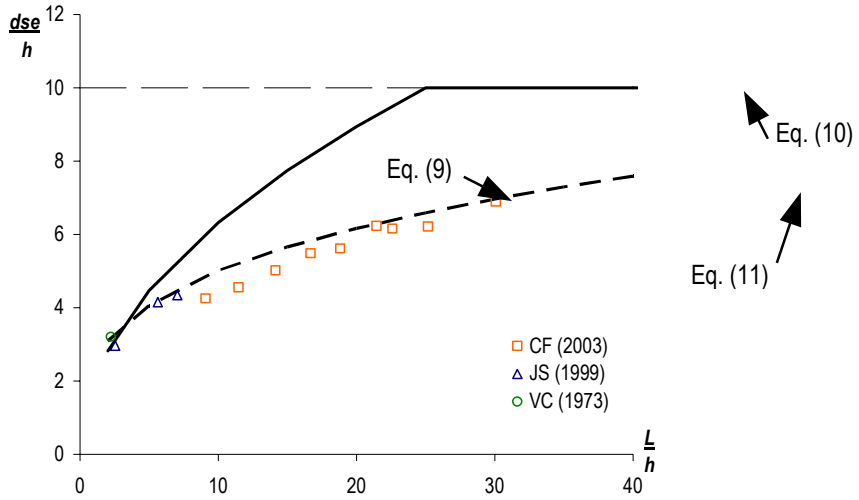


Figura 11 –Variação da cavidade de erosão

Como se pode constatar, a equação de DONGOL (1994) representa a envolvente superior das profundidades de equilíbrio das cavidades de erosão junto dos obstáculos relativamente longos ensaiados neste estudo.

Por regressão linear, obteve-se ainda a seguinte equação para a profundidade máxima da cavidade de erosão relativa aos dados utilizados na Fig. 11:

$$\frac{d_{se}}{h} = 2{,}352\left(\frac{L}{h}\right)^{0{,}302} \qquad (18)$$

em que R2 = 0,964.

6. CONCLUSÕES

Este estudo é válido para obstáculos planos verticais, estreitos e perpendiculares a paredes de canais rectangulares com fundo constituído por areia praticamente uniforme e insusceptível de proporcionar o desenvolvimento de rugas. Para estas condições são válidas as seguintes conclusões:

- os coeficientes a_1 e a_2 da equação de FRANZETTI *et al.* (1982) são independentes de $N_U = U/U_c$, e de $N_L = L/h$, ou seja, tudo indica que se trata de constantes universais, cujos valores são respectivamente valores $a_1 = -0{,}087 \pm 0{,}049$ e $a_2 = 0{,}322 \pm 0{,}041$;
- a variação de k_1 e k_2 com $N_L = L/h$ segue de perto as equações sugeridas por CARDOSO e BETTESS (1999), tendo-se sugerido novas equações para o respectivo cálculo que traduzem o efeito de N_L e de $N_U = U/U_C$ para $N_U \leq 1{,}0$;
- o parâmetro Ut_e/L é, em geral, crescente com $N_U = U/U_C$ sendo máximo para $N_U = 1{,}0$. O mesmo parâmetro diminui à medida que $N_L = L/h$ aumenta, tornando-se praticamente constante e igual a 1,05E+05, independentemente do valor de N_U, para $N_L > \approx 30$;
- a equação proposta por DONGOL (1994) para representar a envolvente superior das profundidades das cavidades de erosão desempenha de modo apropriado essa função relativamente aos dados utilizados ($N_U = U/U_C \approx 1{,}0$), tendo-se obtido uma equação de regressão (Eq. 18) que se lhes ajusta muito bem ($R^2 = 0{,}964$).

7. BIBLIOGRAFIA

BREUSER, H. N. C.; RAUDKIVI, A. J. (1991) – *Scouring*, A. A. Balkema.
CARDOSO, A. H.(1998) – Hidráulica Fluvial, Fundação Calouste Gulbenkian.

CARDOSO, A. H., BETTESS, E. (1999) – *Time evolution and effect of channel geometry on local scour at bridge abutments*, Journal of Hydraulics Engeneering, ASCE, Vol. 125, N.º 4, April, pp. 388 – 399.

COLEMAN, S. E.; MELVILLE, B. W. (2001) – *Case Study: New Zealand bridge scour experiences*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 127(7), 535-546.

COUTO, L. T. C. (2000) – *Erosões localizadas junto de esporões fluviais e encontros de pontes*, Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

SANTOS, J. P. S.; CARDOSO A. H. (2001) – *Evolução temporal de cavidades de erosão junto de obstáculos salientes de paredes verticais, Revista da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, APRH, Vol. 22, Nº 1 Maios, pp.51* – 63.

SANTOS, J. P. F. S. (1999) – *Erosões localizadas em encontros de pontes em rios de secção composta*, Dissertação de Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

ETTEMA, R.; MOSTAFA, E. A.; MELVILLE, B. W.; YASSIN, A. A (1998) – *Local Scour at Skewed Piers.* Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 124(7), 756-759.

VEIGA DA CUNHA, L. (1973) – *Erosões localizadas junto de obstáculos salientes de margens*, Memória Nº 428, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

QUANTIFICAÇÃO E SIMULAÇÃO DA EROSÃO HÍDRICA EM SOLOS VULCÂNICOS. RELAÇÃO COM O USO DO SOLO

José C. FONTES
Professor Auxiliar, Departamento de Ciências, Universidade dos Açores, 9700 Angra do Heroísmo, Açores, +351 295402227, jfontes@notes.angra.uac.pt
Luís S. PEREIRA
Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Rural, ISA, Tapada da Ajuda 1399 Lisboa Codex, +351 213611595, lspereira@isa.utl.pt.

Resumo

As ilhas do Arquipélago dos Açores são de origem vulcânica recente, apresentado os solos características químicas e físicas específicas devido aos processos de formação, muito diferentes das de solos provenientes de outros materiais de origem. Para a quantificação dos efeitos devidos a diferentes práticas de uso e maneio do solo na erosão e no transporte de agro-químicos para as águas superficiais e subterrâneas, procedeu-se à calibração e validação do modelo OPUS, usando dados de campo colhidos em três pequenas bacias hidrográficas situadas a média e alta altitude na ilha Terceira. O modelo OPUS possui uma versão determinista, em que a infiltração é descrita pelo modelo de Smith e Parlange e o escoamento através do solo é simulado recorrendo às equações de Richards, e outra versão semi-empírica que usa o método do número de escoamento (CN) para a quantificação do escoamento superficial diário e a MUSLE para a erosão e transporte de sedimentos.

As pequenas bacias experimentais utilizadas foram sujeitas a diferentes práticas de uso do solo. Uma das parcelas esteve com pastagem permanente, outra com uma rotação de pastagem – milho – pastagem e a outra com vegetação natural. O modelo foi calibrado para ambas as versões e para duas bacias de 1996 a 1998 e validado para todas em 2002.

Os resultados obtidos com o modelo para o escoamento superficial e a erosão concordam com os dados observados. O escoamento superficial aumentou de 1% da precipitação total quando em pastagem permanente para 17% da precipitação durante o período em que o solo esteve nu ou fracamente coberto por vegetação, após a sementeira da pastagem no Outono e até ao estabelecimento da nova pastagem. Para esta rotação de pastagem - milho – pastagem e para os mesmos períodos, o transporte de sedimentos aumentou de 3 kg ha^{-1} ano^{-1} para 15 ton ha^{-1}. Na parcela sob vegetação natural em altitude, o contributo da precipitação horizontal, resultante da intersecção dos nevoeiros pela folhagem da vegetação arbustiva, é muito significativo para o balanço hídrico no solo. Este facto, associado ao tipo de solo, com dois horizontes de acumulação de ferro e manganês, que limitam muito a infiltração profunda, originam um escoamento superficial muito elevado mas sempre com baixa concentração de sedimentos.

Palavras chave: escoamento superficial, infiltração, precipitação, sedimentos, uso da terra.

1 - INTRODUÇÃO

O uso da terra é um tema de grande importância para a agricultura de qualquer região em geral e de regiões insulares em particular. Torna-se importante conhecer profundamente as características físicas e hidrodinâmicas do solo, assim como a acção erosiva da chuva, nomeadamente em função da fisiografia e da divisão da propriedade, para se reconhecer o comportamento hidrológico dos solos, nomeadamente quando se fazem alterações do coberto vegetal,.

A necessidade de estudar o movimento da água e o transporte de sedimentos tem incentivado a construção e o uso de modelos capazes de simular um número de processos cada vez maior (MUSY *et al*., 1999). Os sedimentos são transportados pelo escoamento superficial originado pela precipitação, que interactua com o solo e os transporta para fora da bacia hidrográfica. Deste modo, o estudo da erosão de uma área agrícola requer uma simulação prática e precisa do movimento da água à superfície do solo.

Os solos dos Açores encontram-se, na sua maioria (87% da SAU) ocupados com pastagem permanente sujeita a pastoreio directo e, numa outra grande área, com florestas, incultos e vegetação natural. Os solos com pastagem, em baixa a média altitude, entram geralmente num sistema de rotação com milho de forragem aquando da sua renovação. Durante a instalação da cultura do milho e da pastagem o solo fica nu ou apenas parcialmente coberto durante algum tempo, assim sujeito directamente aos agentes erosivos. Com este trabalho pretendem-se os seguintes objectivos: *i*) quantificar a erosão hídrica em diferentes tipos de solos vulcânicos em sistemas de pastagem permanente, rotação pastagem permanente - milho - pastagem permanente e vegetação natural em zona de altitude; *ii*) validar um modelo hidrológico, previamente calibrado (FONTES *et al*., 2002b), para estudar os impactos em diferentes cobertos vegetais, tipos de solo e paisagem..

2 - MODELO OPUS

O modelo OPUS (SMITH, 1992) simula, o movimento da água no solo, o transporte de solutos, o escoamento, a erosão e transporte de sedimentos e o crescimento das culturas numa bacia hidrográfica em função dos sistemas de uso da terra. Dada a complexidade do sistema solo-água-vegetação-atmosfera, são introduzidas hipóteses simplificativas de modo a ser possível uma simulação satisfatória dos processos. A topografia da superfície é assim dividida em vários segmentos e o escoamento superficial e a erosão são simulados em cada um deles. O modelo visa a aplicação a parcelas agrícolas que constituem pequenas bacias hidrográficas.

Na versão determinista do modelo, os fluxos da água no solo são descritos pela equação de Richards:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial z} = q \qquad (1)$$

com

$$q = - K(\theta) \text{ grad } (h-z) \qquad (2)$$

em que:

- θ teor de água por unidade de volume de solo; ($mm^3\ mm^{-3}$)
- t tempo; (min)
- q velocidade de Darcy da água no estado líquido; ($mm\ min^{-1}$)
- z profundidade; (mm)
- $K(\theta)$ condutividade hidráulica; ($mm\ min^{-1}$)
- h potencial de água no solo. (mm)

A relação entre θ e h é descrita pela equação modificada de BROOKS e COREY (1964) para a curva de retenção da água do solo:

$$\Theta = \left[1 + \left(\frac{h}{h_b}\right)^c\right]^{-\lambda/c} \qquad (3)$$

onde Θ é o teor de água no solo normalizado, ou saturação efectiva, definido como:

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \qquad (4)$$

sendo:

- θ_r teor de humidade residual; ($mm^3\ mm^{-3}$)
- θ_s teor de humidade à saturação; ($mm^3\ mm^{-3}$)
- h_b pressão de entrada do ar nos poros; (mm)
- λ índice da distribuição do tamanho dos poros; (-)
- c coeficiente de curvatura que afecta o declive da curva perto de h_b. (-)

A condutividade hidráulica é relacionada com o teor de humidade no solo pela equação de BROOKS e COREY (1964) para a curva de condutividade hidráulica:

$$K = K_s\ \Theta^{\varepsilon} \qquad (5)$$

em que K_s é a condutividade hidráulica do solo saturado e ε pode ser expresso em função de λ:

$$\varepsilon = \frac{2 + 3\lambda}{\lambda} \qquad (6)$$

Esta equação é resolvida pelo método das diferenças finitas. O perfil do solo, para efeitos de cálculo, é dividido em camadas pouco espessas, cujas espessuras correspondem a incrementos finitos, dentro dos quais o potencial matricial, h, o teor de humidade, θ, e a condutividade hidráulica, $K(\theta)$, são considerados uniformes. O fluxo de água no solo, q, é calculado em duas componentes, que correspondem às do potencial de água total (fluxo difusivo e fluxo gravitacional). As condições de fronteira inferior para a resolução da equação de Richards estão localizadas logo abaixo da zona de enraizamento quando se considera drenagem livre, caso considerado neste estudo, ou à profundidade dos drenos, quando estes estão a ser simulados.

A infiltração da água no solo pode ser calculada por dois métodos diferentes de acordo com os dados de precipitação disponíveis: i) hietogramas de precipitação ou ii) totais diários de precipitação. Quando se dispõe apenas dos totais diários de precipitação, não se pode usar um modelo de infiltração. Neste caso, o modelo simula o escoamento superficial pelo método do número de escoamento (CN) do SCS com algumas modificações (SMITH, 1992) no sentido de aumentar a sensibilidade da predicção do CN relativamente às condições de humidade do solo na proximidade da sua superfície conforme as soluções adoptadas no modelo EPIC (Sharpley and Williams, 1990). A quantidade de escoamento superficial (Q) depende do total diário de precipitação (P), da quantidade de água que pode ser retida pelo solo (s_w) e das perdas iniciais ou quantidade total de precipitação que ocorre até ao início da formação do escoamento superficial (I_a):

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P + s_w - I_a} \qquad (7)$$

$$I_a = 0.2\ s_w \qquad (8)$$

$$s_w = 254\left(\frac{100}{\mathrm{CN}} - 1\right) \qquad (9)$$

P, Q, I_a and s_w são expressos em milímetros.

Se estão disponíveis dados dos hietogramas da precipitação, é utilizado um método de simulação totalmente diferente desenvolvido por SMITH e PARLANGE (1978):

$$f = K_s \frac{\exp(I/G)}{\exp(I/G)-1} \tag{10}$$

sendo:

f taxa de infiltração; (mm min^{-1})
I lamina de água infiltrada; (mm)
G = G(θ), parâmetro de escala capilar.
θ_i teor de humidade inicial. (mm^3 mm^{-3})

O modelo de fluxo da água no solo fornece as condições iniciais necessárias à equação de infiltração. Quando a infiltração simulada excede a precipitação rainfall inicia-se o escoamento superficial, o qual é simulado recorrendo às equações de Saint-Venant. Os efeitos da formação da crosta sobre a infiltração, o escoamento e a erosão são considerados conforme a aproximação usada no modelo EPIC (WILLIAMS *et al*., 1984; SMITH, 1992).

A produção de sedimentos é calculada pela equação de FOSTER (1982) em função da intensidade da precipitação, do declive, das condições da superfície do solo, da fracção coberta por vegetação e por mulch, e pela altura do escoamento superficial, enquanto o transporte de sedimentos no tempo e segundo o declive é calculada com a equação de BENNET (1974) equation. A produção de sedimentos é estimada pela MUSLE (WILLIAMS *et al*. 1984; SHARPLEY e WILLIAMS, 1990) quando o escoamento é calculado com o método do CN modificado. A erosividade é calculada a partir da intensidade da precipitação e do escoamento, a erodibilidade é estimada a partir de dados do solo, o factor topográfico é calculado a partir das características fisiográficas da parcela e os factores de cobertura do solo e de prácticas de conservação são obtidos a partir das características do copado vegetal e das práticas de gestão consideradas.

O método de cálculo usado para simular a evapotranspiração é a equação de Ritchie (RITCHIE, 1972), a qual foi calibrada relativamente à equação de Penman-Monteith proposta por ALLEN *et al*. (1998) conforme descrito em FONTES (1999). A evapotranspiração cultural é calculada tendo em conta o teor de humidade no solo e as condições das plantas. O OPUS inclui um modelo de crescimento das plantas em resposta a quatro factores relacionados com o crescimento: radiação, nutrientes, temperatura e disponibilidade em água.

3 - MATERIAL E MÉTODOS

Os ensaios decorreram em duas pequenas bacias experimentais na ilha Terceira, numa importante área de pastagens permanentes incluídas numa das bacias leiteiras mais importantes da Região e noutra pequena bacia com vegetação natural no maciço da Serra de Santa Bárbara, edifício vulcânico ainda activo com uma altitude máxima de 1023 m: i) a bacia da Ribeirinha, com uma área de 1830 m^2 e um declive médio de 16.4%, situada a 38º 40´ 21´´ N, 27º 10´ 41´´ W e 400 m de altitude; ii) a bacia da Granja, com uma área de 3500 m^2 e um declive médio de 8.9%, localizada a 38º 41´ 55´´ N, 27º 10´ 14´´ W e a 380 m de altitude; *ii*) a bacia de S. Bárbara, com uma área de 1560 m^2, um declive médio de 44.3%, situada a 38º 43´30´´N, 27º 19´46´´ W e a 800 m de altitude média (Figura 1).

As culturas que ocuparam o solo durante os ensaios foram a pastagem permanente na Ribeirinha, uma rotação de pastagem permanente - milho - pastagem permanente na Granja (Figura 2) e vegetação natural de mato de rapa (*Calluna vulgaris*) em Santa Bárbara (Figura 3). A pastagem permanente, com a composição florística de azevém (*Lolium perenne*) e trevo branco (*Trifolium repens*), esteve sob pastoreio directo de bovinos de leite com frequência de passagem determinada pelo crescimento da cultura e pela estrutura fundiária das explorações, enquanto que o milho (*Zea mays*), variedade licinio, foi destinado ao corte para conservação sob a forma de silagem.

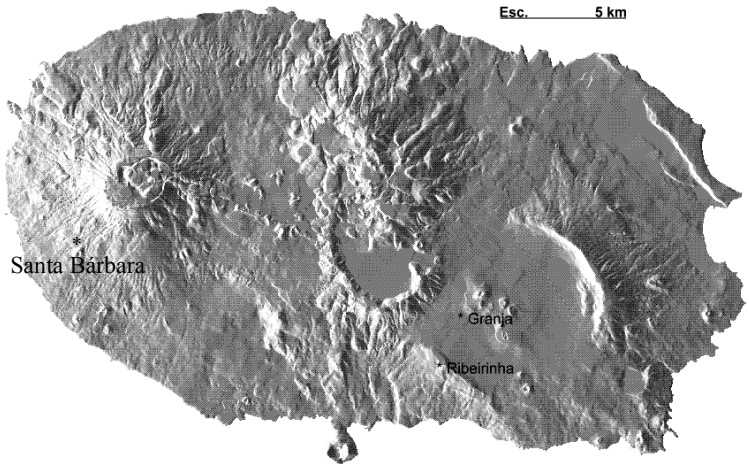


Figura 1 - Carta da Ilha Terceira com localização das bacias experimentais da Granja, Ribeirinha e Santa Bárbara.



Figura 2 - Bacia da Ribeirinha com coberto de pastagem permanente de azevém (*Lolium perenne*) e trevo branco (*Trifolium repens*).



Figura 3 - Bacia de Santa Bárbara com coberto de vegetação natural de mato de rapa (*Calluna vulgaris*).

As relações h(θ) e K(θ) foram obtidas a partir de observações no campo em monolitos de solo através do método da drenagem interna e do plano de fluxo nulo, como descreve FERNANDO (1993) e FONTES et al. (2002a), utilizando o método neutrónico para a determinação do teor de humidade no solo e tensiómetros de mercúrio para a pressão efectiva. A infiltração foi determinada *in situ* usando dois cilindros concêntricos (30 e 60 cm de diâmetro aproximadamente) cravados no solo e com uma altura de água de 5 cm aproximadamente, mantendo-se esta altura por adição contínua de água por um sistema de válvulas (FONTES 1999).

Nas zonas de menor cota das bacias experimentais, instalaram-se estações meteorológicas de registo digital e autónomas, onde se observaram as seguintes variáveis meteorológicas: temperatura, humidade do ar, velocidade e direcção do vento, radiação solar global, precipitação directa e, na bacia de Santa Bárbara, devido à sua localização numa zona de altitude e nevoeiros, registou-se também a precipitação horizontal causada por estes (Figura 4). O intervalo de cada leitura nos diferentes sensores foi de 2 minutos.



Figura 4 - Pluviómetros de registo da precipitação directa e horizontal.

O escoamento superficial, originado pela precipitação, convergia num canal na zona de menor cota da bacia que o conduzia a tanques de sedimentação, com capacidade de 1000 l, colocados em série por caudais fraccionados (Figura 5). O escoamento era medido com descarregadores em V, sendo a altura de água medida com um sensor de bóia-contrapeso e registada na estação meteorológica e, a jusante daquele, por um dispositivo basculante recorrendo ao mesmo sistema de registo. Após cada chuvada procedia-se à colheita do escoamento superficial para medição da concentração em sedimentos.

4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

O objectivo principal da aplicação do modelo OPUS foi testar a sua capacidade para simular os processos hidrológicos tendo em conta o uso do solo. Assim, recorrendo-se a ambas as versões, determínistica e semi-empírica, testou-se a capacidade de simular *i*) o armazenamento de água no solo; *ii*) o escoamento superficial; *iii*) o transporte de sedimentos.



Figura 5 - Tanque de medição dos escoamentos por caudais fraccionados.

Os parâmetros físicos e hidráulicos dos perfis do solo onde o modelo foi aplicado são apresentados no Quadro 1. Estes parâmetros reflectem as características peculiares de solos vulcânicos jovens, andosolos, muito diferentes dos apresentados por solos mais evoluídos dada a presença de alofanas (FONTES *et al*., 2002a).

Quadro 1 - Parâmetros físicos para o perfil Granja, Ribeirinha e Santa Bárbara.

	Horizonte	Prof.	Elementos	Granulometria (%)			θ (cm³/cm³)		D_{ap}	K_s
		(cm)	Grosseiros	Areia	Limo	Argila	1500	33 hPa		(mm/h)
Gra	Ap	00-	8.82	51.28	35.28	13.44	0.25	0.55	0.78	19.1
	B/C	12-	2.88	70.72	21.12	8.16	0.25	0.55	0.78	19.1
	Bsm	19-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2B/C	20-	3.94	91.28	3.28	5.44	0.27	0.50	0.71	37.5
	3B	40-	0.00	73.28	21.28	5.44	0.52	0.68	0.52	33.3
	4B	60-	0.96	89.20	3.60	7.20	0.60	0.75	0.55	5.4
Rib	Ap	00-	28.77	49.28	37.26	13.27	0.30	0.51	0.69	25.0
	Bw	15-	35.95	64.10	21.60	12.24	0.30	0.58	0.49	12.5
	B/C	40-	53.35	76.26	19.60	3.00	0.38	0.60	0.72	12.5
S.Ba	O	00-	2.80	67.30	20.00	12.70	0.30	0.66	0.45	0.3
	Bir	20-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Bw	21-	3.80	86.00	11.90	2.70	0.30	0.57	0.34	-
	Bim	59-	-	-	-	-	-	-	-	-
	C	60-	8.40	80.00	15.90	4.70	0.20	0.38	1.04	-

O solo da Granja é um andossolo ferruginoso o qual apresenta a uma profundidade média de 19 cm um horizontes descontínuo de acumulação de sesquióxidos de ferro e manganês que limita muito a infiltração. O solo da Ribeirinha é um andossolo típico com um perfil do tipo Ap, Bw, B/C. O solo de Santa Bárbara é um andossolo ferruginoso o qual apresenta em profundidade dois horizontes de acumulação de sesquióxidos de ferro e manganês que dificultam muito a infiltração.

Os dados climáticos que mais afectam o escoamento superficial é a intensidade de precipitação. Os valores totais anuais da precipitação e o valor máximo registado num dia, para as bacias experimentais, encontram-se no Quadro 2. Para as duas bacias situadas a média altitude com coberto de pastagem, o valor médio é de 1900 mm/ano. Para a bacia situada na zona de nevoeiros, o valor da precipitação total ultrapassa os 4000 mm/ano, sendo 57% desta correspondente à precipitação directa.

Quadro 2 - Precipitação total anual e precipitação máxima ocorrida durante um dia registada nas bacias da Ribeirinha, Granja e Santa Bárbara.

Ano		1996	1997	1998	2002	Média
Ribeirinha	Total (mm)	2075	1882	1405	1910	1818
	Máxima diária (mm)	93	92	70	110	-
Granja	Total (mm)	2313	2174	1631	1766	1971
	Máxima diária (mm)	85	124	97	107	-
S. Bárbara	Total (mm)	-	-	-	4131	-
	Máxima diária (mm)	-	-	-	150	-

O escoamento superficial originado pela precipitação é muito reduzido quando a ocupação do solo é pastagem permanente, em média 0.4% quando o solo apresenta boa capacidade de infiltração (Ribeirinha) e nunca superior a 5% quando o solo apresenta um horizonte compacto que dificulta a infiltração (Granja). Quando se faz uma mobilização do solo, e este fica por um período de longo tempo

exposto aos agentes erosivos, cria-se à superfície do solo uma crosta com reduzida taxa de infiltração fazendo com que quase toda a precipitação seja erosiva (98%). Este aspecto verifica-se quando se renova uma pastagem no Outono, pois na sequência das condições climáticas que assolam o arquipélago, de fins de Setembro a fins de Março, o tempo é dominado por uma circulação ciclónica com uma queda pluviométrica que equivale em média a 75 % do total de precipitação, originando elevado escoamento superficial (Quadro 3). Para a bacia em altitude, localizada na zona de nevoeiros, para além do horizonte superficial orgânico temos dois horizontes de acumulação de sesquióxidos de ferro e manganês, o que limita muito a infiltração. Nos períodos de Inverno, o solo à superfície encontra-se muito próximo da saturação, por um lado devido à precipitação directa, por outro à precipitação horizontal, originando elevado número de eventos erosivos.

Quadro 3 - Parâmetros de erosão para diferentes usos do solo.

Período	Local Ocupação do solo	Precipitação Total (mm)	Número de Eventos erosivos	Precipitação erosiva % da total	Coeficiente Escoamento (K_e)
1996	Rib. Pastagem	2075	25	36.6	0.4
1997	Rib. Pastagem	1882	21	33.8	0.6
1998	Rib. Pastagem	1405	17	25.7	0.1
2002	Rib. Pastagem	1910	5	15.4	0.4
1996	Gra. Pastagem	2313	37	50.4	1.1
Out-97 a Jun-98	Gra. Ins. Past. (Solo nu)	1402	76	97.7	17.0
Jul-98 a Dez-98	Gra. Pastagem Nova	821	12	42.2	1.2
2002	Gra. Pastagem	1766	35	51.9	4.8
2002	S. Ba. Vegetação natural	4131	133	81.1	48.0

Em solos com coberto de pastagem permanente a taxa de infiltração é elevada devido, principalmente, à grande porosidade consequência do desenvolvimento radicular, e da actividade da macrofauna, produzindo um escoamento superficial reduzido que, devido à sua ordem de grandeza tem pouco significado em termos de transporte de sedimentos e de químicos. Neste caso o modelo mostrou limitações em simular os escoamentos diários. Para as bacias com rotação de pastagem - milho - pastagem e vegetação natural em andossolo típico, o modelo apresentou boa aderência entre os valores observados e os simulados (Figura 6).

O transporte de sedimentos no escoamento superficial está dependente da dinâmica da água à superfície do solo. Sendo o escoamento superficial reduzido quando a ocupação do solo é pastagem

permanente, resulta que a quantidade diária de sedimentos transportados é muito baixa. Nesta situação o modelo não tem sensibilidade de simular tal quantidade de sedimentos (Figura 7).

A Figura 8 refere-se à simulação para períodos de tempo mais longos, onde os efeitos das variáveis que determinam o transporte de sedimentos tendem a diluir-se. Considerando-se o período anual (Ribeirinha), ou o período de uma cultura ou uma fase da cultura (Granja), obtém-se resultados satisfatórios.

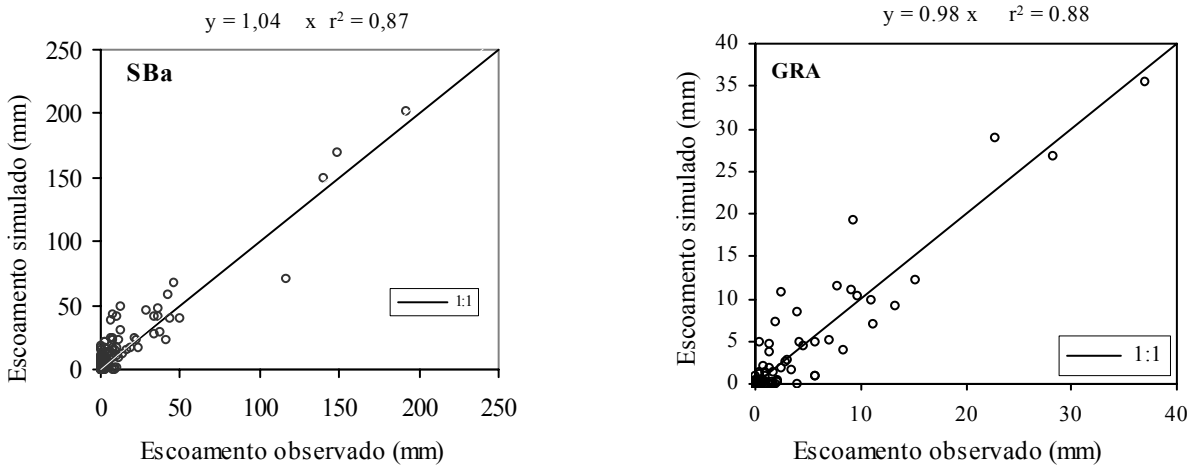


Figura 6 - Comparação entre os valores diários observados e simulados do escoamento superficial para a bacia de Santa Bárbara com coberto de vegetação natural e Granja com solo nu.

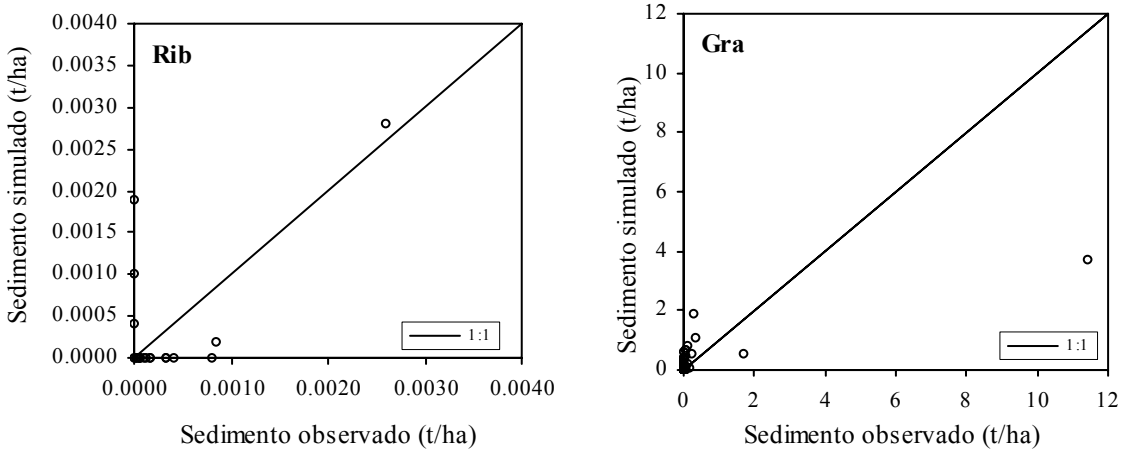
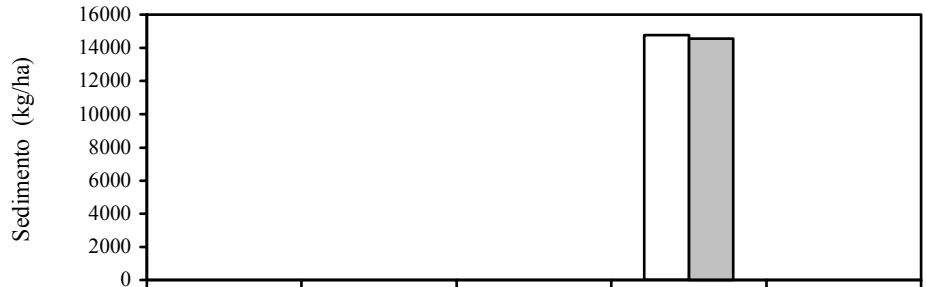


Figura 7 - Comparação entre os valores diários observados e simulados do transporte de sedimentos.



	Rib. 97	Rib. 98	Gra. Milho	Gra. Past. Inst.	Gra. Past. Nova
Obs.	3.86	2.38	0	14777	2.51
Sim.	3	1.3	0	14564	1.5

Figura 8 - Comparação entre os valores acumulados observados e simulados do transporte de sedimentos.

5 – CONCLUSÕES

O presente trabalho consistiu na avaliação e simulação do escoamento superficial e no perfil do solo originados pela precipitação, sob diferentes práticas de uso e maneio do solo, assim como o transporte de sedimentos na água de escoamento superficial.

Os resultados obtidos nas duas parcelas com coberto de pastagem permanente submetida a pastoreio directo, mostram que o escoamento superficial anual é reduzido, cerca de 0.4 % para o solo com boa capacidade de infiltração e 4.8 % da precipitação total para um solo com um horizonte de acumulação de sesquióxidos de ferro e manganês. Durante o desenvolvimento da cultura de milho, que ocorreu de Maio a Outubro, não se verificou qualquer acontecimento de precipitação que originasse escoamento superficial. Resultado semelhante deveria acontecer caso se optasse pela reinstalação da pastagem neste período. Ao contrário, no período da renovação da pastagem, de Outubro a Maio, verificou-se um escoamento superficial da ordem dos 17 % da precipitação total. Para a parcela em altitude com vegetação natural e um solo muito pouco permeável, o escoamento superficial é 48 % da precipitação total.

Os sedimentos arrastados na água do escoamento superficial por milímetro de precipitação foram muito reduzidos para o coberto de pastagem permanente (não superior a 4 kg/ha/ano), enquanto que durante uma renovação da pastagem no Outono, o valor se aproximou das 15 t/ha durante o período da instalação da nova pastagem (fins de Outubro a fins de Maio), resultando assim uma perda de solo equivalente a uma lâmina de 2 mm de espessura.

A aplicação do modelo para a quantificação do escoamento superficial diário apresenta bons ajustamentos na rotação pastagem permanente - milho - pastagem permanente e em vegetação natural. No entanto apresenta algumas limitações em coberto de pastagem permanente, dado que a sua ordem de grandeza é muito reduzida, da ordem de 1 a 5 % da precipitação. Contudo, quando se comparam valores acumulados, o modelo apresenta bons ajustamentos.

A simulação diária do transporte de sedimentos à superfície do solo apresenta alguma limitação. Contudo, para períodos de tempo longos, os resultados podem ser melhorados, tal como se verifica para o escoamento superficial.

6 - BIBLIOGRAFIA

ALLEN, R. G., PEREIRA, L. S., RAES, D., SMITH, M. *Crop Evapotranspiration. Guidelines for Computing Crop Water Requirements*. FAO Irrig. & Drain. Pap. 56, Rome, 1998.

BENNETT, J. P. Concepts of mathematical modelling of sediment yield. *Water Resources Research* **10**, 1974, pp. 485 - 492.

BROOKS, R.H.; COREY, A.T. *Hydraulic properties of porus media*. Colorado State University, Hydrology Paper nº3, 1964.

FERNANDO, R.M.C. *Quantificação do balanço hídrico de um solo regado na presença de uma toalha freática. Simulação com o modelo SWATRER*. Dissertação de doutoramento, Departamento de Engenharia Rural, ISA, Lisboa, 1993.

FONTES, J.C. *Comportamento hidrológico dos solos agrícolas da Terceira: avaliação e simulação com o modelo OPUS*. Dissertação de doutoramento, Departamento de Ciências Agrárias, Universidade dos Açores, Angra do Heroísmo, 1999.

FONTES, J. C.; GONÇALVES, M. C. and PEREIRA, L. S. Soil hydraulic properties of volcanic soils of Terceira, Azores. **In**: Pagliai, M. and Jones, R. (eds.) Sustainable land management - Environmental protection - A soil physical approach. *Advances in GeoEcology* **35**, 2002a, pp. 219 - 228.

FONTES, J. C.; PEREIRA, L. S. and SMITH, R. E. Runoff and erosion in volcanic soils: testing deterministic and semi-empirical modelling. **In**: Pagliai, M. and Jones, R. (eds.) Sustainable land management - Environmental protection - A soil physical approach. *Advances in GeoEcology* **35**, 2002b, pp. 543 - 552.

FOSTER, G. R. Modeling the erosion process. In: C.T. Haan *et al*. (Editors) - *Hydrologic Modelling of Small Watersheds*, ASAE Monograph Nº 5, St. Joseph, MI, 1982, pp. 297 - 388.

MUSY, A., PEREIRA, L. S., FRITSCH, M. *Emerging Technologies for Sustainable Land Use and Water Management.* Presses Polytech. Univ. Romandes, Lausanne, 1999.

RITCHIE, J.T. A model for predicting evaporation from a row crop with incomplete cover. *Water Resource Research* 8, 1972, pp. 1204 - 1213.

SMITH, R.E. *Opus: An integrated simulation model for transport of nonpoint-sources pollutants at the field scale. Volume I, documentation.* U.S. Department of Agriculture, Agricultural Research Service, ARS-98, 1992.

SHARPLEY, A. N., WILLIAMS, J. R. *EPIC: Erosion / productivity impact calculator: 1. Model documentation.* U.S. Department of Agriculture Technical Bulletin No. 1768, 1990.

SMITH, R. E. Simulation of crop water balance with Opus. In: L. S. Pereira, B. J. van den Broek, P. Kabat and R. G. Allen (Editors) *Crop-Water-Simulation Models in Practice*, Wageningen Pers, Wageningen, 1995, pp. 215 - 227.

SMITH, R.E.; PARLANGE, J.Y. A parameter-efficient hydrologic infiltration model. *Water Resource Research* 14, 1978, pp. 533 - 538.

SMITH, R. E., AND WILLIAMS, J. R. Simulation of the surface water hydrology, Chapter 2 In: *CREAMS, A Field Scale Model for Chemicals, Runoff, and Erosion from Agricultural Management Systems*. USDA Conservation Research Report No. 26, vol. 1, 1980, pp. 13 - 35.

WILLIAMS, J. R., JONES, C. A., DYKE, P. T. A modelling approach to determining the relationship between erosion and soil productivity. *Trans. ASAE* 27, 1984, pp. 129 - 144.

ESTIMATIVA DO VOLUME DE SEDIMENTOS POR EQUAÇÕES PROPOSTAS (GARDE; RAJU, 1985) DEFRONTE COM VALORES MENSURADOS NUMA ESTAÇÃO DE MEDIÇÃO – RIO ATIBAIA/SP/BRASIL

SIVIERO, Maria Rejane Lourençoni; COIADO, Evaldo Miranda
Eng° Civil, estudante de pós-graduação FEC-UNICAMP, CAMPINAS/SP/BRASIL, Rejane00@Aol.com
Eng° Civil, Professor Titular, FEC-UNICAMP, CAMPINAS/SP/BRASIL, Coiado@fec.unicamp.br

Resumo

Apresentam-se os resultados da medição da carga sólida transportada numa estação de medição no rio Atibaia/SP/Brasil defronte com aplicação de equações propostas segundo Garde; Raju (1985). Os valores mensurados da carga sólida transportada foram cerca de 147 t/dia para 1993 e 522 t/dia para 1999, sendo que, em 1993, os sólidos fixos e voláteis foram, respectivamente, 108,3 t/dia e 38,3 t/dia, e em 1999, os sólidos fixos e voláteis foram, respectivamente, 386,3 t/dia e 135,7 t/dia. A equação proposta que mais se aproxima do volume de sedimentos mensurados é a de Kirkby (Garde; Raju, 1985), embora as constantes a e b, possam ser arbitradas com grande variação. A equação de Khosla (Garde; Raju, 1985) e as equações de Miraki (Garde; Raju, 1985) apresentaram valores muito acima dos obtidos nas medições. Comparando os resultados obtidos das medições realizadas em 1993 e 1999, os mesmos estão refletindo uma atividade antrópica acentuada no trecho em estudo do rio Atibaia, fato de que realmente a Sub-bacia do Atibaia – Bacia do Piracicaba/SP é um cenário de intensas alterações ambientais.

Palavras-chave – Sedimentos, Produção de sedimentos, Carga sólida transportada, Volume anual de sedimentos, Estação de medição no rio.

1 - INTRODUÇÃO

A Engenharia muitas vezes despreza o fato de que os rios naturais não conduzem somente água, mas, também, sedimentos e que a taxa de sedimento transportada está intimamente relacionada com a forma e estabilidade do canal. Deste modo, é essencial considerar a taxa da carga de sedimento transportada como uma variável a ser equacionada, em projetos de barragens, canais , reservatórios de acumulação ou qualquer obra hidráulica (Garde; Raju, 1985).

Os sedimentos soltos existentes numa bacia hidrográfica, passíveis de serem transportados pelas enxurradas para dentro das calhas dos rios, originam-se da principal fonte: a erosão.
Lal, segundo Ranieri (1996), encontrou que de 5 a 30% das partículas desprendidas no processo erosivo chegam aos cursos d'água provocando turbidez e contaminação dos mesmos com agroquímicos.
A erosão pode ser agravada pela influência do homem através dos desmatamentos desordenados, construções em geral, mineração descontrolada e atividades agrícolas sem critérios conservacionistas. Causando efeitos patológicos ao meio ambiente que vão desde a alteração da qualidade da água dos rios à enchentes provocados pelo assoreamento das calhas de drenagem e dos reservatórios.

O constante crescimento da população mundial certamente provoca um aumento da liberação de sedimentos devido à expansão urbana. Segundo Marsh (1991), a exposição prolongada do solo durante a fase de urbanização eleva as taxas de erosão para cerca de 500 toneladas/hectare/ano. Mas, esse crescimento populacional implica, também em um aumento da demanda d'água para múltiplos propósitos e deste modo é necessário um gerenciamento mais rigoroso dos recursos hídricos.

A Sub-bacia do Atibaia – Bacia do Piracicaba/SP é uma comprovação das observações a nível mundial. Devido à urbanização intensa os seus recursos hídricos, vêm sofrendo perda de qualidade pelo aumento das cargas sólidas de origem mineral e orgânica. Grande parcela da carga de origem mineral é resultante dos processos erosivos, e a de origem orgânica deve-se à fontes poluidoras.

1.1 - Objetivo

A escolha da Sub-bacia do Atibaia a montante do córrego Cachoeira deve-se ao fato que o rio Atibaia, seu principal canal natural de drenagem, é responsável pelo abastecimento de 80% da população de Campinas, além de outras comunidades como de Atibaia, Itatiba, Valinhos entre outras.

Dada a importância do rio Atibaia e a falta de informações referentes à produção e dinâmica dos sedimentos decidiu-se pelo desenvolvimento desta pesquisa objetivando quantificar a carga sólida transportada numa seção de medidas no rio Atibaia e defrontá-la com equações propostas segundo Garde; Raju (1985).

A quantificação da carga sólida transportada foi mensurada numa estação de medição (passarela de pedestre no Distrito de Sousas/Campinas/SP) e a estimativa da produção de sedimentos foi obtida de equações propostas por Garde; Raju (1985) para as campanhas de 1993 e 1999, à título de comparação.

2 - EQUAÇÕES PROPOSTAS UTILIZADAS

Desenvolvimento de métodos para determinação da quantidade de sedimentos não é uma tarefa fácil, devido serem os sedimentos provenientes de erosões em: áreas rurais e urbanas, matas e florestas, ruas e estradas, locais em construção, mineração, vales e margens e leitos dos rios, etc (Glymph, 1975).
Por outro lado, os canais de escoamento representam uma rede organizada drenando determinada área, a mensuração da carga detrítica total transportada pelos rios fornece imagem da intensidade erosiva atuante na bacia hidrográfica (Christofoletti, 1981).

Deste modo, segundo Garde; Raju (1985) para uma bacia hidrográfica "grande" a produção de sedimentos é determinada em uma estação de medição sobre o rio, podendo ser expressa em termos de volume aparente (VS), ou volume absoluto (VSA), de sedimentos que passa através da estação de medição em cada ano. Segundo Bertoni; Lombardi Neto (1990), o volume absoluto pode ser considerado a metade do volume aparente.

Os parâmetros que afetam o volume aparente (considerando o volume de vazios), ou volume absoluto (sem considerar o volume de vazios), são: A = área da bacia hidrográfica em km^2; S = declividade média da bacia; P = precipitação média anual em cm; Q = volume médio anual em Mm^3; Dd = densidade de drenagem, definido: comprimento total do canal / área da bacia, em km^{-1}; Fc = fator erodibilidade.

Miraki (Garde; Raju, 1985), estudou dados de trinta e duas bacias hidrográficas da Índia, por análise de regressão, obteve para o volume absoluto (VSA), as seguintes equações:

$$VSA = 1{,}182 \cdot 10^{-6} \cdot A^{1{,}026} \cdot P^{1{,}289} \cdot Q^{0{,}287} \cdot S^{0{,}075} \cdot Dd^{0{,}398} \cdot Fc^{2{,}422} \quad (1)$$

$$VSA = 1{,}067 \cdot 10^{-6} \cdot A^{1{,}292} \cdot P^{1{,}384} \cdot S^{0{,}129} \cdot Dd^{0{,}397} \cdot Fc^{2{,}51} \quad (2)$$

$$VSA = 2{,}41 \cdot 10^{-6} \cdot A^{1{,}154} \cdot P^{1{,}071} \cdot S^{0{,}06} \cdot Fc^{1{,}893} \quad (3)$$

$$VSA = 4{,}169 \cdot 10^{-5} \cdot A^{0{,}841} \cdot P^{0{,}139} \cdot Q^{0{,}312} \quad (4)$$

Baseado nesse estudo, Miraki (Garde; Raju, 1985) classificou a vegetação em diferentes categorias, obtendo valores empíricos para o fator erodibilidade (Fc), conforme está ilustrado no Quadro 1.

Quadro 1 - Valores do Fator Erodibilidade (Fc), segundo Miraki (Garde; Raju, 1985)

Tipo de vegetação	Fc
Floresta conservada	0,20
Floresta sem conservação	0,40
Área cultivada	0,60
Pasto, relva e arbustos	0,80
ÁREA AGRESTE / DEVASTADA	1,00

Khosla (Garde; Raju, 1985), relacionou o volume aparente (VS) com a área da bacia (A), obtendo a equação:

$$VS = 3{,}23 \cdot 10^{-3} \cdot A^{0{,}72} \quad (5)$$

em que:

VS = volume aparente em Mm^3;

A = área da bacia em km^2.

Kirkby (Garde; Raju, 1985) propôs a equação:

$$VS = 2{,}33 \cdot 10^{-4} \cdot S^{a} \cdot L^{b} \cdot A \quad (6)$$

em que:

VS = volume aparente em Mm^3;

S = declividade da bacia;

L = comprimento do talvegue da bacia em km;

A = área da bacia em km^2;

a e b = constantes, que variam entre **0,4 a 1,9** e **0,6 a 1,0**, respectivamente.

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 – Localização do trecho em estudo – rio Atibaia

O rio Atibaia é um dos principais afluente do rio Piracicaba/SP/Brasil. O trecho em estudo pertence à Sub-bacia do Atibaia, contém 73,5 km do rio Atibaia, está localizado entre o Distrito de Sousas/Campinas/SP e a Barragem do Município de Atibaia/SP, entre os meridianos 46°30' e 47°03' W e os paralelos 22°52' e 23°12' S. O rio Atibaia nesse trecho possui declividade de 3,3%, os sedimentos aluvionais constituem-se de: argila, silte, areia e cascalho.

3.2 – Área de drenangem

A área de drenagem do trecho em estudo é de 934,7 km^2, possui declividade média de 14,3%. É composta pelos seguintes Municípios: Campinas (5%), Valinhos (78%), Vinhedo (41%), Itatiba (100%), Morungaba (21%), Jarinú (76%), Bragança Paulista (24%) e Atibaia (23%). Foi obtida de cartas topográficas do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatistica) – Folhas: Campinas, Valinhos, Indaiatuba, Jundiaí, Bragança Paulista e Atibaia, escala 1: 50.000.

3.3 – Estação de medidas

A estação de medidas coincide com a seção onde se localiza uma passarela de pedestre (antiga ponte de trem) no Distrito de Sousas/Campinas/SP. A seção foi obtida por meio de batimetria.

3.4 – Hidrometria

As medições de vazão foram realizadas pelo método Velocidade e Área. As velocidades pontuais foram medidas por meio de um molinete fluviométrico da marca IH.

3.5 – Sedimentometria

A medição da descarga sólida de fundo foi obtida pelo método direto, utilizando-se um amostrador do tipo ARNHEM – BTMA e a medição da descarga sólida em suspensão foi obtida por amostragem tipo integrado com amostrador tipo AMS – 3. O amostrador draga, tipo Petersen, foi utilizado para coleta de amostra visando análise granulométrica do material de fundo.

3.6 – Fator Erodibilidade (Fc)

A partir de imagens satélite LANDSAT de 1993 e 1999, foram elaboradas cartas de uso da terra para obtenção do parâmetro Fc da equação de Miraki (Garde; Raju, 1985).

4 – RESULTADOS

4.1 – Resultados dos parâmetros das equações propostas (Garde; Raju, 1985)

Os resultados dos parâmetros das equações propostas por Garde; Raju (1985) costam do Quadro 2 a seguir.

Quadro 2 – Resultados dos parâmetros das equações **(1), (2), (3), (4), (5)** e **(6)**

Parâmetros	Resultados
Área	A = 934,7 km^2
Declividade média	S = 14,3%
Comprimento do talvegue	L = 73,5 km
Densidade de drenagem	Dd = 0,079 km^{-1}
Precipitação média anual	P = 152,094 cm (1993) P = 125,779 cm (1999)

4.2 – Resultados das medições

Os resultados das medições realizadas das cargas líquida, sólida de fundo e em suspensão médias e os volumes médios anuais, estão ilustrados no Quadro 3.

Quadro 3 – Cargas líquida, sólida de fundo e em suspensão médias e volumes médios anuais

Período	Carga líquida (m^3/s)	Carga sólida de Fundo (t/dia)	Carga sólida em Suspensão (t/dia)	Volume anual (Mm^3)
1993	19,5	0,060	147,14	413,31
1999	32,9	1,009	521,04	775,60

4.3 – Resultados do fator erodibilidade (Fc)

O fator erodibilidade para 1993 e 1999, foram obtidos a partir da carta uso da terra, sendo que foram reclassificados segundo Miraki (Garde; Raju, 1985) e constam do Quadro 4 a seguir.

Quadro 4 – Reclassificação dos tipos de cobertura vegetal e o fator Fc

Reclassificação – Tipo de Cobertura Vegetal	Fc	Área (km^2)-1993	Área (km^2)-1999
Floresta conservada – Mata fechada	0,20	111,9357	150,7391
Floresta sem conservação – Mata aberta	0,40	147,0554	153,0011
Área cultivada – Cultura anual	0,60	78,4141	23,9148
Pasto, relva e arbustos – Pasto sujo e limpo	0,80	491,7747	473,9421
Área agreste/devastada – Solo exposto	1,00	34,7004	32,4573
		Fc = 0,64	Fc = 0,62

4.4 – Resultados obtidos da aplicação das equações propostas (Garde; Raju, 1985) e as medições

Os resultados da aplicação das equações **(1), (2), (3), (4), (5), (6**) e as medições contam do Quadro 5.

Quadro 5 – Resultados das aplicações das equações **(1), (2), (3), (4), (5), (6**) e as medições

Equação Proposta	RESULTADOS
Miraki (Garde; Raju, 1985) **(1)**	VSA = 0,536 Mm^3 (1993) VSA = 0,447 Mm^3 (1999)
Miraki (Garde; Raju, 1985) **(2)**	VSA = 0,743 Mm^3 (1993) VSA = 0,506 Mm^3 (1999)
Miraki (Garde; Raju, 1985) **(3)**	VSA = 0,555 Mm^3 (1993) VSA = 0,412 Mm^3 (1999)
Miraki (Garde; Raju, 1985) **(4)**	VSA = 0,174 Mm^3 (1993) VSA = 0,205 Mm^3 (1999)
Khosla (Garde; Raju, 1985) **(5)**	VSA = 0,225 Mm^3
Kirkby (Garde; Raju, 1985) **(6)**	VSA = 0,078 Mm^3 (a = 1,50 e b = 0,6) VSA = 0,363 Mm^3 (a = 1,15 e b = 0,8) VSA = 0,036 Mm^3 (a = 1,90 e b = 0,6)
Estação de medidas	VSA = 0,020 Mm^3 (1993) VSA = 0,072 Mm^3 (1999)

5 – CONCLUSÕES

A área de drenagem do trecho em estudo com 934,7 km^2, representa 34% da Sub-bacia do Atibaia – Bacia do Piracicaba/SP. Entre os municípios, o que possui área mais representativa é Itatiba (100%) e o de menor representação é o Município de Campinas (5%).

Em relação às precipitações ocorridas, um fato merece consideração, é que as mesmas em 1993 foram maiores do que em 1999.

Podemos verificar através das medições, que a carga líquida média aumentou cerca de 70% de 1993 para 1999, passando de 19,5 m^3/s para 33 m^3/s; e a carga sólida total transportada aumentou em 255% para o mesmo período, passando de 147 t/dia para 522 t/dia.

Segundo Nascimento, Martins & Coiado (2000), as concentrações dos sólidos fixos (matéria inorgânica) e voláteis (matéria orgânica), expressas em % dos sólidos totais em suspensão, obtidos na estação de medidas no rio Atibaia representam 74% e 26%, respectivamente. Deste modo, para o ano de 1993, temos: 108,9 t/dia de sólidos fixos e 38,3 t/dia de sólidos voláteis; e para o ano de 1999, temos: 386,3 t/dia de sólidos fixos e 135,7 t/dia de sólidos voláteis.

Quanto ao uso da terra podemos destacar que área cultivada - cultura anual diminuiu em 1993 para 1999, ou seja, passou de 78 km^2 para 24 km^2 neste período.

As equações (**1), (2), (3)** e **(4)** obtidas por análise de regressão de dados de 32 bacias hidrográficas na Índia, segundo Miraki (Garde; Raju, 1985), resultaram em valores muito acima dos obtidos nas medições de 1993 e 1999.

A equação **(5)** leva em consideração, somente, a área de drenagem, assim, em comparação com os valores mensurados obtidos não refletem às medições.

A equação **(6)** é a que mais se aproxima do volume de sedimentos mensurados, porém as constantes **a** e **b** podem ser arbitradas com grande variação.

As equações propostas aplicadas segundo Garde; Raju (1985) não estão traduzindo, como esperado, as medições; porém comparando as medições realizadas em 1993 e 1999, as mesmas estão refletindo uma atividade antrópica acentuada no trecho em estudo do rio Atibaia, fato de que realmente a Sub-bacia do Atibaia – Bacia do Piracicaba/SP é um cenário de intensas alterações ambientais.

SIMBOLOGIA

a – constante da equação de Kirkby (Garde; Raju,1985)

b – constante da equação de Kirkby (Garde; Raju, 1985)

A – área da bacia hidrográfica

Dd – densidade de drenagem

Fc – fator erodibilidade

L – comprimento do talvegue da bacia

P – precipitação média anual

Q – volume médio anual

S – declividade média da bacia

VS – volume aparente

VSA – volume absoluto

BIBLIOGRAFIA

BERTONI, J. ; LOMBARDI NETO, F. - Conservação do Solo. Ícone Editora, Barra Funda, SP, 1990.

CHRISTOFOLETTI, A. - "Transporte Fluvial de Sedimentos". Geomorfologia Fluvial. Editora Edgard Blücher Ltda., São Paulo, Vol I, Cap. 2, 1981, p: 19 - 52.

GARDE, R. J. ; RAJU, K. G. - Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems. Ed. John Wiley & Sons, Inc., New York, USA, 1985.

GLYMPH, L. M. - "Evolving Emphases in Sediment – Yield Predictions". Present and Prospective Technology for Predicting Sediment Yields and Sources**.** ARS – S – 40. US Department of Agriculture, June/1975, p: 1 - 4.

MARSH, W. M. - "Soil Erosion, Land Use, and Stream Sedimentation". Landscape Planning Environmental Applications. 2. Ed. Ed John Willey & Sons, Inc, USA, 1991, p: 177 – 191.

NASCIMENTO, A. P.; MARTINS, M. E.; COIADO, E. M. - Descarga Sólida Transportada por Um Rio Poluído. Caracterização Quali-Quantitativa da Produção de Sedimentos. 4º Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos. Santa Maria / RS, 2000, p: 121 – 129.

RANIERI, S. B. L**.. -** Avaliação de Métodos e Escalas de Trabalho Para Determinação de Risco de Erosão em Bacia Hidrográfica Utilizando Sistema de Informações Geográfica (SIG). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada - USP, 1996, p: 1 – 120 (Dissertação, Mestrado em Ciências da Engenharia Ambiental).

O APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DAS QUEDAS DO BINGA NO KWANZA SUL.

António Bento FRANCO

Engenheiro Consultor da Gibb, Professor Auxiliar, SHRHA, DECivil, IST, Av. Roivisco Pais, 1049-001 Lisboa, +351.21.8414243, abf@civil.ist.utl.pt

Henrique Pires de ALMEIDA

Engenheiro Electrotécnico, Consultor da ETR, hpacpl@mail.telepac.pt

Heleno DUARTE

Engenheiro Electrotécnico, Empresa Nacional de Electricidade de Angola, Prédio Geominas, 7º, CP-772, Luanda, Algola, mhd@multitel.co.ao

RESUMO

A Gibb projectou, para a Empresa Nacional de Electricidade de Angola, o Aproveitamento Hidroeléctrico das Quedas do Binga, no rio Queve, na província do Kwanza Sul, que tem como objectivo o abastecimento de energia eléctrica às cidades do Sumbe e Porto Amboim.

As Quedas do Binga apresentam características ideais para implantação de um aproveitamento hidroeléctrico pelas seguintes principais razões:

- Existe uma queda natural aproveitável o que evita a construção de uma grande barragem.
- O rio Queve tem nesse local caudais mínimos superiores ao caudal derivável.
- Já existe uma rede de transporte de energia para os locais de consumo.
- A geologia é favorável à construção das infraestruturas do aproveitamento.
- A obra e a sua exploração são compatíveis com a preservação dos valores ecológicos e da actual paisagem, não comprometendo o seu interesse turístico.

A concepção do Aproveitamento foi condicionada pela impressionante beleza natural das Cachoeiras que confere à região elevadas potencialidades turísticas, tendo sido uma preocupação fundamental a salvaguarda dos aspectos naturais da região.

Pela especificidade do local do Aproveitamento e pelos cuidados postos na mitigação dos seus impactes, os autores julgam ser interessante a divulgação e discussão técnica do projecto, bem como a descrição das condicionantes e objectivos que o nortearam.

PALAVRAS-CHAVE

Aproveitamento Hidroeléctrico, Minimização de Impactes Ambientais

1- INTRODUÇÃO

No âmbito do contrato de prestação de serviços de engenharia para pequenos aproveitamentos hidroeléctricos, celebrado com a Empresa Nacional de Electricidade, Empresa Pública (ENE – EP) de Angola, a Gibb realizou o Projecto para concurso do Aproveitamento Hidroeléctrico das Quedas do Binga, no rio Queve na província do Kwanza Sul (Gibb (2002)).

O local das Quedas do Binga apresenta características ideais para implantação de um aproveitamento hidroeléctrico pelas seguintes principais razões:

- Existe uma queda natural aproveitável o que evita a construção de uma grande barragem.
- O rio Queve tem nesse local caudais mínimos superiores ao caudal máximo derivável, o que é favorável, não só do ponto de vista de garantia de produção, mas também, do ponto de vista ecológico e paisagístico, por não se esgotarem os caudais no rio no local da derivação.
- Existem bons acessos aos vários locais da obra.
- Já existe uma rede de transporte de energia para os locais de consumo.
- A geologia é favorável à construção das infraestruturas do aproveitamento.
- A obra e a sua exploração são compatíveis com a manutenção dos valores ecológicos e da paisagem, não comprometendo o seu interesse turístico.

A concepção do Aproveitamento foi condicionada pela impressionante beleza natural das Quedas (Fotos 1 e 2) que conferem à região elevadas potencialidades turísticas, tendo sido uma preocupação fundamental a salvaguarda dos aspectos paisagísticos da região.



Foto 1 – Cachoeiras do Binga (margem direita) vista de jusante.



Foto 2 – Cachoeiras do Binga (margem esquerda) vista de jusante

Os mais importantes rios da província do Kwanza Sul são o Rio Longa, o Rio Queve e o Rio N'Gunza, apresentando os dois primeiros um elevado potencial hidroeléctrico. Contudo, como o objectivo do aproveitamento foi o fornecimento a curto prazo de energia eléctrica às cidades do Sumbe e de Porto Amboim, tendo sido a potência instalada definida em função das necessidades actuais e futuras próximas dessas duas cidades, por uma razão de proximidade e, consequentemente, de economia, optou-se por dar prioridade ao Rio Queve visto que este rio desagua no Oceano Atlântico entre estas duas cidades.

O aproveitamento é do tipo fio de água puro, sem armazenamento, aproveitando a queda natural imposta pela existência das Cachoeiras.

2- NECESSIDADES

A alimentação de energia eléctrica às cidades do Sumbe e Porto Amboim é realizada, actualmente, através de vários geradores a Diesel.

De acordo com as informações obtidas através do Centro de Exploração do Kwanza Sul, para o conjunto das cidades acima referidas, a potência de ponta é, actualmente, de 4 MW, prevendo-se que, num futuro próximo, seja necessário mais 1 a 2 MW.

Para estas duas cidades, o Centro de Exploração do Kwanza Sul estimou que se gastariam, por mês, cerca de 650.000 litros de Diesel. Contabilizando o custo do Diesel a 2 Kz/litro (valor de 2001), seriam gastos 1.300 000 Kz por mês, ou 15.600 000 kz por ano (≈ 709. 100 USD).

O Centro de Exploração do Kwanza Sul, prevê que as necessidades de potência garantida para o futuro próximo, caso a energia seja disponibilizada à população, se aproximem de 6 MW.

3- ESTUDOS ANTECEDENTES

No início do projecto foi realizada uma revisão bibliográfica, tendo-se consultado as seguintes publicações:

I) **ENERGOPROJEKT, (1983)** - "Sumário dos Recursos Energéticos de Angola";
II) **Lázaro, Dália (1983)** - "Aproveitamento de Recursos Hidráulicos – Bacias Hidrológicas entre os Rios Kwanza e Catumbela", Palestra promovida pela TECNOPROJECTO, UEE
III) **Soares, Afonso Sousa (1966)** - "Esquema Geral de Aproveitamento Hidráulico do Queve", revista "Fomento".

Seguidamente, apresentam-se, através de transcrições, as principais conclusões dos estudos referidos no que concerne ao potencial hidroeléctrico do rio Queve.

PUBLICAÇÃO I

(**ENERGOPROJEKT, (1983)** - "Sumário dos Recursos Energéticos de Angola").

Dados sobre os principais aproveitamentos hidroeléctricos potenciais do rio Queve.

Aproveitamento	Área da bacia hidrográfica	Albufeira		Caudal regularizado	Queda bruta	Potência a instalar	Energia média anual
		NPA	Volume útil				
	km^2	m	10^6m^3	m^3/s	m	MW	GWh
Caivole	9336	1390	1600	98	55	70	325
Cafula	19040	1260	1100	164	230	540	2623
Dtiundumbo	19420	1040	15	164	100	235	1150
Dala	19450	950	22	164	205	510	2494
Benga	19650	755	180	164	335	815	4030
Capunda	20170	440	16	164	150	380	1855
Balalunga	20660	195	2	164	110	275	1343
Quedas do Binga	20760	90	15	164	80	195	960
Total						3020	14780

PUBLICAÇÃO II

LÁZARO, Dália (1983) - "Aproveitamento de Recursos Hidráulicos – Bacias Hidrológicas entre os Rios Kwanza e Catumbela", Palestra promovida pela TECNOPROJECTO, UEE.

Aproveitamentos seleccionados na bacia do Rio Queve

Rio	Escalão	Altura da barragem	Comprimento do circuito hidráulico (km)	Altura de queda (m)	Potência instalada (MVA)	Energia produtível anual (GWh)	
						Garantida	Média
Queve	Caoivole	65	-	45	84	275	325
	Cafula	45	8,5	205	675	2 115	2 623
	Utiundumbo	55	1,8	90	294	927	1 150
	Dala	70	6,5	195	640	1 998	2 494
	Benga	110	9,2	325	1002	3 132	4 030
	Capunda	50	3,2	150	476	1 494	1 855
	Balabunga	15	3,2	105	345	1 080	1 343
	Quedas do Binga	20	0,7	80	246	765	960
Total		-	-	1 195	3 762	11 786	14 780

Para regularização dos caudais consideram-se duas grandes albufeiras: Caoivole e Cafula com, respectivamente, 1600 e 1 100 hm^3 de capacidade útil.

Entre os vários aproveitamentos seleccionados destaca-se as Cachoeiras da Binga, no rio Queve: Barragem de 20 m de altura, albufeira com a capacidade útil de 15 hm^3, queda de 80 m. Derivação para rega, dominando uma vasta área de cerca de 46 000 hectares, dos quais 22 000 se destinam a aproveitamento agrícola intensivo. Central, a instalar por fases, dimensionada para 2x33 MVA mais 2x90MVA, abastecida duma câmara de carga por condutas forçadas metálicas independentes.

Primeira fase de construção: barragem e circuito hidráulico até à câmara de carga, uma só conduta forçada e um grupo de 33 MVA. O caudal mínimo garantido, apenas com a regularização própria, de 38 m^3/s satisfaz a produção da potência média diária – 30 m^3/s – e a rega do bloco de 5 400 hectares da planície Chol – Chol.

Com o desenvolvimento do aproveitamento do rio Queve a montante, o caudal regularizado mínimo atinge os 164 m^3/s suficiente para garantia duma potência superior a 100 MW, produção média anual de 960 GWh e possibilidades de regadio, por gravidade, de 11 400 hectares seleccionados na encosta e aproveitamento dos 10 000 hectares na zona baixa, entre a base das Cachoeiras e a confluência do rio Carlaongo, aquele condicionado à regularização dos caudais afluentes.

PUBLICAÇÃO III

SOARES, Afonso Sousa (1966) - "Esquema Geral de Aproveitamento Hidráulico do Queve" , revista "Fomento".

Aproveitamentos hidroeléctricos previstos

Aproveitamento	Altura de barragem (m)	Comprimento cir. hid. (m)	Altura de queda (m)	Potência instalada (MVA)	Energia produtível anual (GWh)	
					Garantida	Média
Caoivole	60	-	55	60	270	330
Cafula	40	8,2	220	520	2400	3080
Utiundumbo	50	1,5	90	230	1050	1350
Dala	70	6,2	195	500	2270	2950
Benga	105	3,1	130	330	1520	1960
Cutoma	85	2,5	185	470	2160	2780
Capunda	50	3,6	150	370	1700	2190
Balalunga	10	3,2	105	270	1220	1570
Cachoeiras da Binga	20	0,7	80	190	870	1130
Total			1210	2940	13460	17340

As Cachoeiras da Binga constituem, entre todos os locais de barragem incluídos no esquema, o que apresenta melhores características naturais. Com efeito, uma obra de apenas 20 metros de altura possibilita o aproveitamento simultâneo, hidroeléctrico de 75 metros de queda e hidroagrícola de milhares de hectares de terrenos adaptáveis ao regadio.

Para produção de energia eléctrica concebeu-se, em fase subsequente, uma central com 36 MVA abastecida desde a câmara de carga por uma conduta metálica com a reduzida extensão de 360 metros. Esta potência corresponde ao aproveitamento dos caudais mínimos de estiagem para uma regularização semanal, possível na albufeira, com capacidade útil de 18×10^6 m^3 equivalente a 2 GWh.

A conclusão deste escalão com a potência instalada de 190 MVA, corresponderia às possibilidades hidráulicas totais, atingindo a sua produção 1130 GWh na média dos anos com a garantia de 870 GWh.

4- RESUMO DO ESTUDO HIDROLÓGICO

A bacia hidrográfica do rio Queve está localizada na região média do território de Angola, desenvolvendo-se de Sul-Norte para Oeste até atingir o Oceano Atlântico. A bacia do rio Queve está limitada a Norte pela bacia do Longa, a Oeste pela bacia do rio Kwanza e a Sul pelas bacias do Cunene, Balonbo e N'Gunza.

A área da bacia hidrográfica do rio Queve junto à foz é de 22 862 km^2, representando aproximadamente 2% da área do país, que é da ordem dos $1{,}25 \times 106$ km^2. Desde a sua nascente à cota de 1750 m, perto da cidade de Huambo, até à sua foz no Atlântico, ao sul do Porto Amboím, o rio Queve desenvolve o seu curso numa extensão de 500 km. Os seus maiores afluentes são o rio Cuvira (com a superfície da bacia de 2 410 km^2) e Cunhangama (com área da bacia de 1 365 km^2).

A orografia da bacia do rio Queve pode ser dividida em três regiões. A primeira, região de montante, representada por uma zona planáltica, pouco acidentada, com altitudes entre os 1 800 m e

1 250 m. O rio desenvolve-se nesta primeira fase durante aproximadamente 380 km entre as cotas 1 250 m e 1 750 m. A inclinação média do rio é de 1,25 $^{0}/_{00}$, apresentando pequena capacidade de escoamento sendo frequente e prolongada a inundação dos terrenos marginais.

A transposição do planalto é feita em aproximadamente 80 km, com um desnível de 1 200 m, representando um troço no rio com um declive médio de 15 $^{0}/_{00}$ sobre rochas graníticas com presença de rápidos e quedas verticais de dezenas de metros de altura, terminando nas Cachoeiras do Binga, local escolhido para a implantação do aproveitamento.

No último troço, de 40 km de extensão, o rio apresenta-se meanderizado sobre solos de aluvião e sem capacidade de escoamento dos caudais afluentes. As pequenas linhas de água das bacias hidrográficas da zona litoral apresentam um regime de caudais irregulares.

O escoamento anual foi avaliado para o ano hidrológico que começa dia 1 de Outubro e termina no dia 30 de Setembro do ano seguinte. No presente estudo utilizaram-se os registos de caudal médio diário obtidos para o período de 1966/67 a 1972/73 na estação hidrométrica das Cachoeiras do Binga.

A média dos caudais médios anuais neste período foi de 173,3 m^3/s. Estes caudais são aproximados aos apresentados no estudo desenvolvido pela Tecnoprojecto U.E.E. (1983) que são da ordem dos 205 m^3/s e dos apresentados em Energoprojeckt (1983), que são da ordem dos 220 m^3/s.

Analogamente ao que foi verificado noutros estudos, observa-se que o regime de caudais neste rio apresenta valores mínimos em fins de Setembro, um lento crescimento com as primeiras chuvas nos meses de Outubro e Novembro, valores máximos entre Dezembro e Abril e um decréscimo regular até Setembro quando não se verifica ocorrência de precipitação.

Na sua distribuição ao longo do ano verifica-se que o regime de caudais apresenta a forma aproximada de duas grandes ondas de cheia, resultantes dos picos de precipitação. Observa-se, também, que 65% do escoamento ocorre no semestre húmido.

O valor máximo de caudal médio diário verificado no período em estudo foi de 595,2 m^3/s, ocorrido a 27 de Março de 1969 e o valor mínimo de 30,2 m^3/s ocorreu a 8 de Outubro de 1972. Estes valores são equivalentes aos verificados por Almeida e Silveira (1974) de 695 e 21 m^3/s, respectivamente.

No estudo conduzido pela Tecnoprojecto (1983), foi estimado um caudal de cheia afluente à zona das Cachoeiras do Binga, da ordem dos 4 000 m^3/s para um período de retorno de 1 000 anos. Já em Soares (1966) o caudal de máxima cheia provável nas estações hidrométricas das Cachoeiras da Binga foi calculado em 4 500 m^3/s. Estes valores são equivalentes aos obtidos na análise estatística dos registos de caudais efectuada neste estudo, que são da ordem dos 4 682 m^3/s para um período de retorno de 1 000 anos.

Os caudais avaliados pelo modelo de simulação são bastante superior aos anteriormente referidos, tendo-se obtido para os períodos de retorno de 100, 500 e 1000 anos os caudais 5 867, 7 929 e 8 855 m^3/s, respectivamente.

5- JUSTIFICAÇÃO ECONÓMICA

Para comprovar a viabilidade económica do aproveitamento utilizou-se um modelo computacional que permite calcular, em função do custo do aproveitamento, da sua produção e das condições financeiras do seu pagamento, o custo de produção e injecção na rede do kWh. Este valor, comparado com os valor de venda de referência da ENE permite avaliar a viabilidade do aproveitamento.

O modelo foi corrido para a fase inicial que prevê a instalação de duas turbinas com um total de potência instalada de 4 000 kW, salientando-se que a infraestrutura fica preparada para a instalação futura de mais 2 000 kW.

Conforme se pode verificar nas folhas de resultados do modelo apresentado no Anexo 1 a produção garantida (admitindo uma interrupção dos grupos de 10% do tempo) é de 31.34 GWh sendo

a energia anual bruta (sem interrupção dos grupos) 35.04 GWh e a produção anual provável (com 5% da interrupção dos grupos) 33.29 GWh.

O custo total do aproveitamento foi estimado em 13 720 000 USD.

Previram-se dois cenários de amortização: a 10 e 15 anos. A taxa de juro foi fixada em 5%.

Conforme é possível verificar os valores do KWh para a amortização a 10 anos e 15 anos são respectivamente 0.067 USD e 0.049 USD.

Sendo o valor de referência de venda da ENE à EDEL (como exemplo) de 0.048 USD, verifica-se que o aproveitamento é já viável, com um período de amortização a 15 anos.

Refere-se que esta análise foi realizada com base numa estimativa do custo de obra que não tem uma base firme, devido à inexistência de preços de mercado estáveis em Angola e à dificuldade de extrapolação dos preços internacionais para o mercado Angolano.

6- CARACTERÍSTICAS DO APROVEITAMENTO

O aproveitamento será basicamente constituído por uma estrutura de captação – tomada de água – na parte superior das quedas, seguida da adução com duas condutas forçadas, até à central onde está prevista a instalação nesta fase de dois grupos geradores de 2000 kW cada, equipados com turbinas Francis, ficando prevista numa segunda fase a instalação de um terceiro grupo idêntico.(ver Figura 1). São as seguintes as características gerais do aproveitamento:

Açudes de Derivação

- Quatro pequenos açudes galgáveis em betão ciclóplico com uma altura máxima de 2.0 m;
- Cota da crista dos descarregadores 98.00
- Nível de Máxima Cheia (NMC) para um período de retorno de
  500 anos (Q = 7929 m^3/s)..... 103.5
  1000 anos (Q = 8855 m^3/s)..... 103.8

Tomada de Água

- Canal de aproximação escavado na rocha com cota inicial de 96.00 e cota final de 95.50
- Nível mínimo de exploração (NME) 97.50
- Pré-grelha com afastamento entre barras (pilares de 30 cm de diâmetro) de 44 cm
- Ranhuras para instalação de comportas ensecadeiras a jusante da pré-grelha;
- Duas tomadas independentes equipadas com grelhas finas com área de 2.40 x 2.60 m^2, (espaçamento entre barras de 2.5 cm), limpa grelhas automáticos com detectores de colmatação e com comportas planas com accionamento por servo-motor para isolamento do circuito hidráulico

Descarga de Fundo

- Localizada a montante das entradas das tomadas de água;
- Diâmetro Φ1000 mm;

Condutas Forçadas

- Duas condutas paralelas;
- Diâmetro ..... 1 500 mm
- Comprimento ..... 494.0 m
- Maciços envolvendo as duas condutas ..... 11 unid.

Central

- (2+1) turbinas Francis iguais de eixo horizontal (serão instaladas inicialmente duas turbinas sendo a terceira instalada quando for julgado necessário);
- Caudal nominal de cada turbina ..... 4.2 m^3/s
- Queda bruta para o nível a montante 100.50..... 66.50 m
- Queda útil para o caudal máximo ..... 62.98 m
- Potência de cada turbina / gerador .....2 000 kW / 2 350 kVA

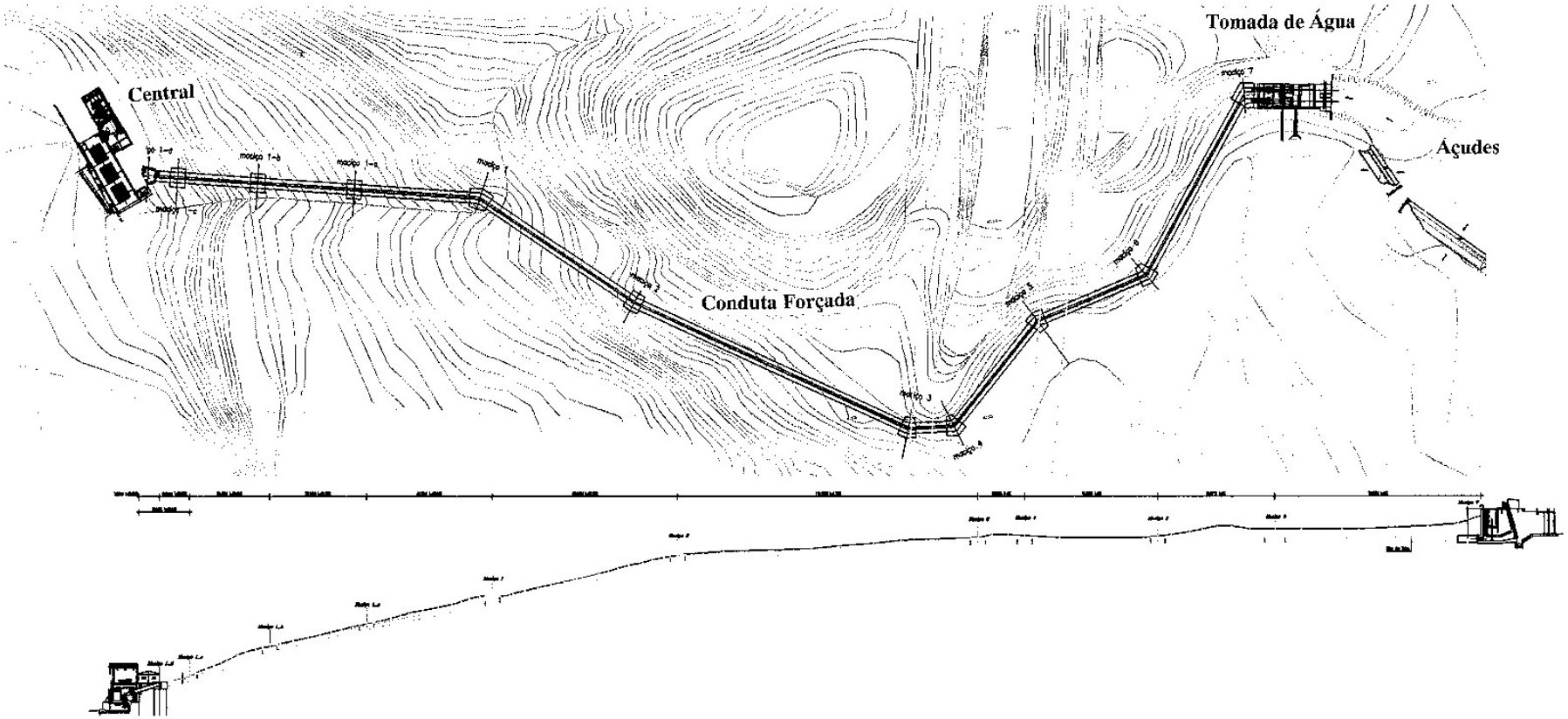


Figura 1 – Aproveitamento das quedas do Binga. Planta e Perfil

7- ASPECTOS PARTICULARES A REALÇAR

A concepção das obras de engenharia civil está condicionada ao impacte ambiental que estas irão provocar, nas suas diferentes fases (construção, exploração e abandono ou demolição), a curto, médio e longo prazos.

O aproveitamento hidroeléctrico, objecto do presente artigo, é, do ponto de vista dos autores, um bom exemplo no que se refere à preservação do ambiente na generalidade dos seus descritores.

Conforme já se referiu, o local das Quedas do Binga apresenta uma impressionante beleza natural, conforme se pode verificar nas Fotos 1 e 2, conferindo a toda a zona envolvente elevadas potencialidades turísticas. Este aspecto condicionou de forma significativa a concepção das obras.

Em estudos anteriores, conforme se descreveu no ponto 3, previa-se para o local das Quedas um aproveitamento com potência instalado da ordem de 195 MW (Caudal derivável de 164 m^3 /s) de acordo com ENERGOPROJEKT (1983), 246 MW de acordo com Lázaro (1983) e 190 MW no estudo de Soares (1966). Previa-se nos dois últimos estudos uma barragem de 20 m de altura, localizada imediatamente a montante das Quedas.

As soluções preconizadas iriam, caso fossem realizadas, comprometer de forma irreversível a paisagem do local e provocar gravíssimos impactes ambientais.

O enorme potencial hidroeléctrico do rio Queve, avaliado pelos estudos anteriores entre 2940 MVA e 3762 MVA, permite a consideração futura de grandes aproveitamentos hidroeléctricos noutros locais com muito menores impactes.

Para o local dos fundos de Binga foi projectado um aproveitamento que permite a satisfação actual e futura próxima da região envolvente das cidades do Sumbe e Porto Amboim, e que não compromete as potencialidades ambientais e turísticas do local.

Para as diversas componentes da obra referem-se seguidamente as opções consideradas e respectivas justificações:

a) Açude

Os açudes projectados tem como única função garantir um nível mínimo para a derivação do caudal para a tomada de água, tendo sido implantados em locais onde já existem pequenos rápidos que se formam devido a afloramentos rochosos

A altura máxima dos açudes é da ordem de 1,5 m, e, devido ao caudal derivado ser inferior ao caudal mínimo no rio, estarão sempre submersos.

Esta opção por açudes de derivação que praticamente constituem um nivelamento dos afloramentos rochosos existentes tem as seguintes consequências:

- ausência de capacidade de armazenamento, evitando a retenção de sedimentos e nutrientes e a alteração das propriedades físico-químicas da água;
- não se alteram os níveis da água em cheia, evitando deslocações das populações;
- não se verificam alterações nos habitates nem impactes na fauna e flora;
- não existe qualquer impacte na paisagem.

b) Tomada de Água

Esta estrutura está implantada na margem direita, sendo completamente enterrada, não provocando, por isso, qualquer impacte visual.

O caudal máximo derivado(12,6 m^3/s) é inferior ao caudal mínimo (30,2 m^3/s) e muito inferior ao caudal médio no rio (173,2 m^3/s), não sendo significativa a alteração do regime de caudais.

c) Condutas forçadas

As condutas são enterradas ao longo de toda a sua extensão pelo que, na fase de exploração, e após se recuperar a vegetação rasteira existente, não provocarão alterações na paisagem significativas.

d) Central

O edifício da central será construído encastrado na encosta da margem direita, sendo fácil, através de um arranjo paisagístico adequado, integrá-lo na paisagem.

O canal de restituição aproveitará uma linha de água existente.

e) Linha de transporte

As linhas de transporte já existem, sendo apenas necessária a sua recuperação.

f) Acessos

O aproveitamento é cruzado pela estrada da Gabela que se encontra em bom estado.

Os acessos à central e tomada de água serão em terra batida e resultarão de recuperações de caminhos existentes.

Do que anteriormente foi referido, é possível constatar o cuidado tido na concepção do aproveitamento, não inviabilizando outras utilizações e minimizando os impactes ambientais, com realce para a paisagem e populações ribeirinhas.

BIBLIOGRAFIA

Gibb - "Aproveitamento Hidroeléctrico das Quedas do Binga, Kwanza Sul, Angola". Realizado para a ENE- Empresa Nacional de Electricidade, EP, 2002.

ENERGOPROJEKT - "Sumário dos Recursos Energéticos de Angola", 1983.

LÁZARO, Dália - "Aproveitamento de Recursos Hidráulicos – Bacias Hidrológicas entre os Rios Kwanza e Catumbela", Palestra promovida pela TECNOPROJECTO, UEE, 1983.

ALMEIDA, Luis Soares e SILVEIRA, Mário de Matos - "Monografia da Bacia do Queve", 1974.

SOARES, Afonso Sousa - "Esquema Geral de Aproveitamento Hidráulico do Queve", revista "Fomento", 1966.

ANÁLISE ESTATÍSTICA DAS SÉRIES TEMPORAIS DE PARÂMETROS DE QUALIDADE DA ÁGUA DA ALBUFEIRA DE CASTELO DE BODE

João NASCIMENTO[1], Luís RIBEIRO[2];
1-- Eng.º de Recursos Hídricos, jnascimento@alfa.ist.utl.ptProfessor Auxiliar; nlrib@alfa.ist.utl.pt; 2 -Professor Auxiliar; nlrib@alfa.ist.utl.pt
CVRM - Centro de Geosistemas, Instituto Superior Técnico,
Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, +35121841

Maria João BENOLIEL

Engª Química Industrial, Maria.João.Benoliel@epal.pt; Laboratório Central da EPAL, Rua do Alviela, 12 - 1170 LISBOA

RESUMO
Demonstra-se, de uma forma sucinta, algumas técnicas estatísticas utilizadas no estudo da evolução temporal dos parâmetros de qualidade da água da Albufeira de Castelo de Bode, captada pela EPAL, para abastecimento público.
São apresentados os principais resultados obtidos a partir da análise das séries temporais dos descritores mais relevantes observados nos 5 pontos de colheita analisados nos 2 Laboratórios da EPAL: Central e Asseiceira.
O trabalho dividiu-se nos seguintes pontos:

a) Construção de uma base de dados
b) Análise exploratória dos dados, que consistiu na detecção de eventuais lacunas nas séries, tipos de sazonalidade, valores anómalos, número de valores abaixo do limite de detecção e outras especificidades,
c) Visualização das séries temporais utilizando para o efeito operadores de atenuação robustos
d) Análise de tendências com correcção de sazonalidade e determinação do valor de variação anual de acréscimo ou decréscimo da concentração de cada parâmetro.

Palavras-chave: Albufeira, Qualidade da água, Análise de Tendências, LOWESS

1. INTRODUÇÃO

O CVRM - Centro de Geossistemas do Instituto Superior Técnico colabora desde 1997 com a Empresa Pública das Águas Livres (EPAL) em estudos estatísticos sobre dados de qualidade da água destinada ao consumo humano, observadas em captações, quer superficiais (Valada, Castelo de Bode), quer subterrâneas (Ota, Alenquer, Alviela).

O objectivo final deste estudo é a análise e detecção das tendências de evolução dos valores de parâmetros de qualidade da água, observados durante um período de tempo significativo, no contexto das políticas de controlo da qualidade da água destinada ao consumo humano e à luz das directivas nacionais e comunitárias.

Procurou-se de igual modo analisar o grau de influência que, factores exógenos relevantes como a pluviosidade, os caudais de escoamento e os níveis de água de albufeiras possam ter em algumas das tendências detectadas.

Estão também dentro dos objectivos específicos a optimização dos planos de amostragem existentes.

As típicas idiossincrasias dos dados de qualidade da água (muitos dos valores estão reportadas abaixo do limite de detecção e algumas distribuições estatísticas são fortemente assimétricas) invalidam a utilização de técnicas matemáticas convencionais (leia-se não paramétricas), já que estas poderão contribuir para uma leitura enviesada das séries temporais observadas.

Desta forma a aplicação de um corpo estatístico mais robusto, constituído por ferramentas não paramétricas, torna-se quase inevitável para uma correcta análise de todos os fenómenos observados na evolução temporal dos descritores de qualidade da água, desde o parâmetro pH ao parâmetro coliformes totais.

Está fora do âmbito desta comunicação apresentar todos os conceitos teóricos destas técnicas estatísticas. Consequentemente o leitor é convidado a consultar algumas das obras referenciadas na bibliografia, em especial HELSEL e HIRSCH (1995).

Todas as estas técnicas têm sido amplamente aplicadas a casos de estudo portugueses envolvendo diversos tipos de variáveis hidrológicas, hidrogeológicas e hidroquímicas. Podem ser encontradas algumas dessas aplicações nas seguintes referências: RIBEIRO e MACEDO (1996), LOPES e RIBEIRO (1996), BARROS e RIBEIRO (1997), LOURENÇO e RIBEIRO (1999), RIBEIRO e LOURENÇO (1999), RIBEIRO *et al*. (1999), RIBEIRO (2000), RIBEIRO e BENOLIEL (2000), RIBEIRO *et al*., (2002) e LOURENÇO e RIBEIRO (2003).

2. ANÁLISE EXPLORATÓRIA DE DADOS

A amostragem da EPAL na Albufeira de Castelo de Bode é efectuada num ponto de captação a cinco níveis de profundidade diferentes: do local mais superficial (CBNV0) ao mais profundo (CBNV4).

A base de dados resultante é bastante extensa possuindo registos desde 1990 com periodicidades que vão desde várias observações diárias até monitorizações anuais.

Uma análise preliminar dos dados consistiu na determinação do número de análises efectuadas e lacunas, do número de valores erróneos e dos limites de detecção registados, na percentagem de amostras que se encontram abaixo desses limites, dos tipos de sazonalidade, nas alterações na frequência de amostragem, etc..

Após essa análise primária, foi realizada uma primeira triagem que permitiu passar de 163 parâmetros de qualidade analisados no Laboratório Central, por cada um dos cinco níveis de amostragem, para 46 parâmetros. O mesmo processo foi aplicado para a matriz de dados analisados no Laboratório da Asseiceira. Neste caso a matriz inicial, constituída por 58 parâmetros de qualidade para cada um dos níveis, foi reduzida a 49 parâmetros.

Os principais parâmetros estudados foram os seguintes:

Temperatura, cor, turvação, cheiro, condutividade eléctrica, pH, alcalinidade, dureza total, anidrido carbónico livre, dureza cálcica, oxigénio dissolvido, carência bioquímica de oxigénio, carência química de oxigénio, oxidabilidade, sólidos dissolvidos totais, sólidos suspensos totais, cálcio, magnésio, sódio,

potássio, cloreto, sulfato, azoto Kjedahl, azoto amoniacal, nitrito, nitrato, sílica, ferro, alumínio, manganês, fluoreto, fósforo, arsénio, bário, cobre, zinco, carbono orgânico total, radioactividade, germes totais (37 e 22ºC), coliformes totais, coliformes fecais, estreptococos fecais, clostridius sulfirredutores e salmonelas.
Quanto à amostragem realizada há a enfatizar o seguinte:

- no Laboratório Central, onde o período analisado decorreu de Janeiro de 1990 a Dezembro de 1999, foram detectados 2 períodos onde existe ausência de dados: Agosto de 1992 a Março de 1994 e Abril de 1990 a Dezembro de 1991;
- no Laboratório da Asseiceira, onde o período analisado decorreu de Agosto de 1988 a Dezembro de 1999, não foram detectadas lacunas significativas.

Com o objectivo de comparar as medianas e as medidas de dispersão dos dados recolhidos nos 5 pontos de observação foram construídos diagramas de extremos e quartis múltiplos para todos os descritores. Os resultados obtidos mais relevantes foram os seguintes:

1. Observa-se em geral um decréscimo da mediana desde o nível superior até ao nível inferior nos seguintes descritores: temperatura, condutividade eléctrica, pH, alcalinidade, CBO5 (ver fig.1) , sódio, magnésio, germes totais, coliformes totais e fecais e estreptococus fecais;

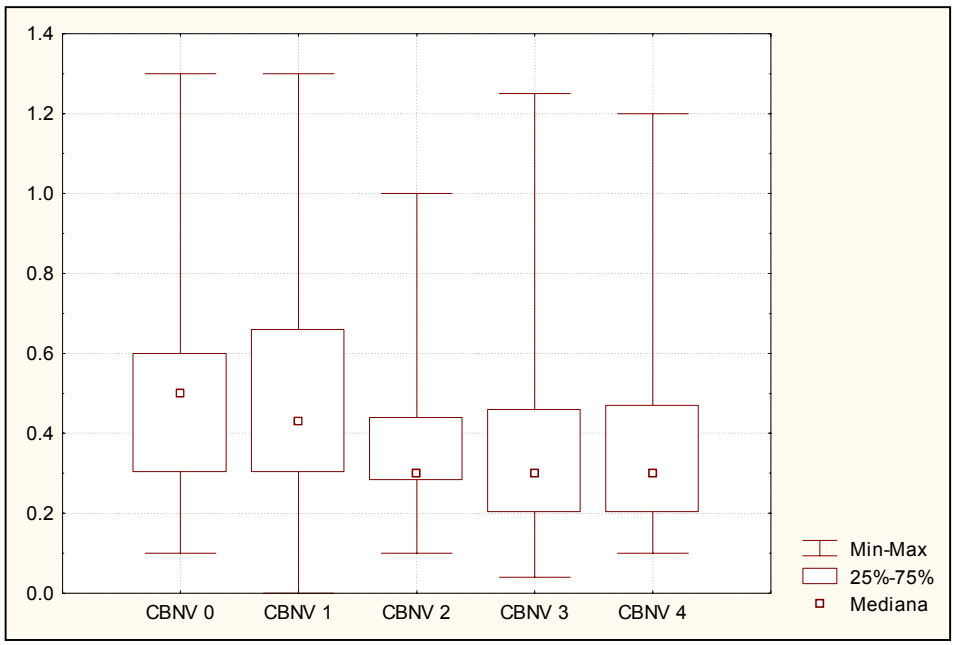


Figura 1 – Diagramas de extremos e quartis observados nos 5 pontos de monitorização na captação de Albufeira de Castelo de Bode, para o descritor CBO5.

2. Observa-se um aumento da mediana desde o nível superior até ao nível inferior nos seguintes descritores: CO2, nitrato (Fig.2) e sílica.

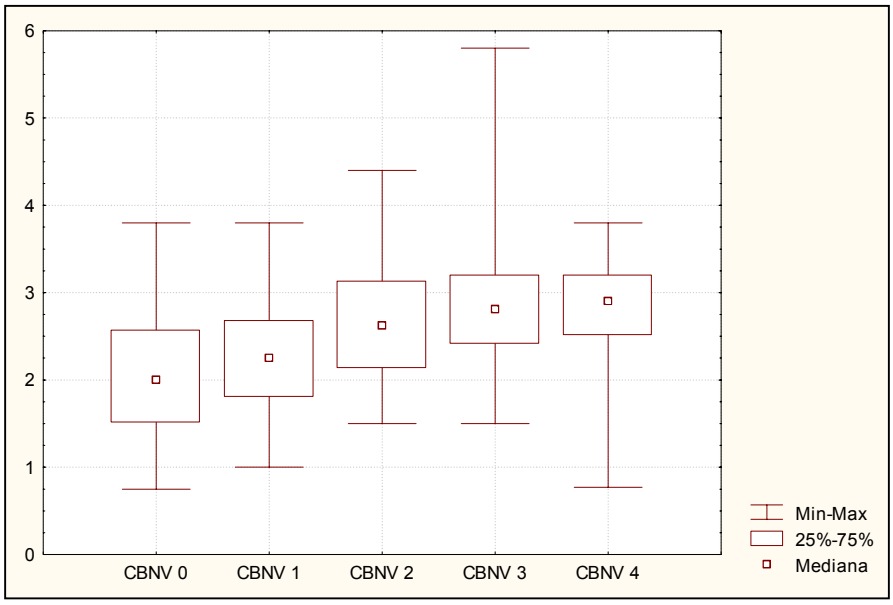


Figura 2 – Diagramas de extremos e quartis observados nos 5 pontos de monitorização na captação da Albufeira de Castelo de Bode, para o descritor NO3.

3. Como era esperado, observa-se um decréscimo da dispersão em profundidade nos valores de temperatura, estimada pela distância inter-quartis (fig. 3).

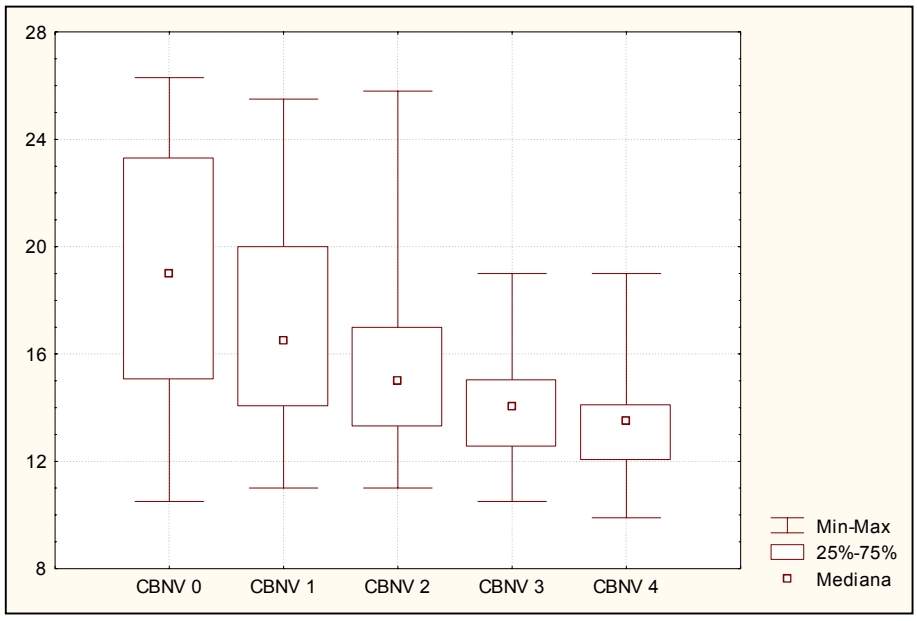


Figura 3 – Diagramas de extremos e quartis observados nos 5 pontos de monitorização na captação da Albufeira de Castelo de Bode para o descritor temperatura.

3. VISUALIZAÇÃO DE SÉRIES TEMPORAIS

Uma primeira visualização das séries cronológicas evidenciou com nitidez três aspectos relevantes:

1. um padrão semelhante observado em todos os cinco locais de captação e para quase todos os parâmetros, como é visível na série do descritor NO3 (figura 4)

2. uma sazonalidade em alguns parâmetros, reflectindo a influência do factor climático (visível ainda na figura 4);

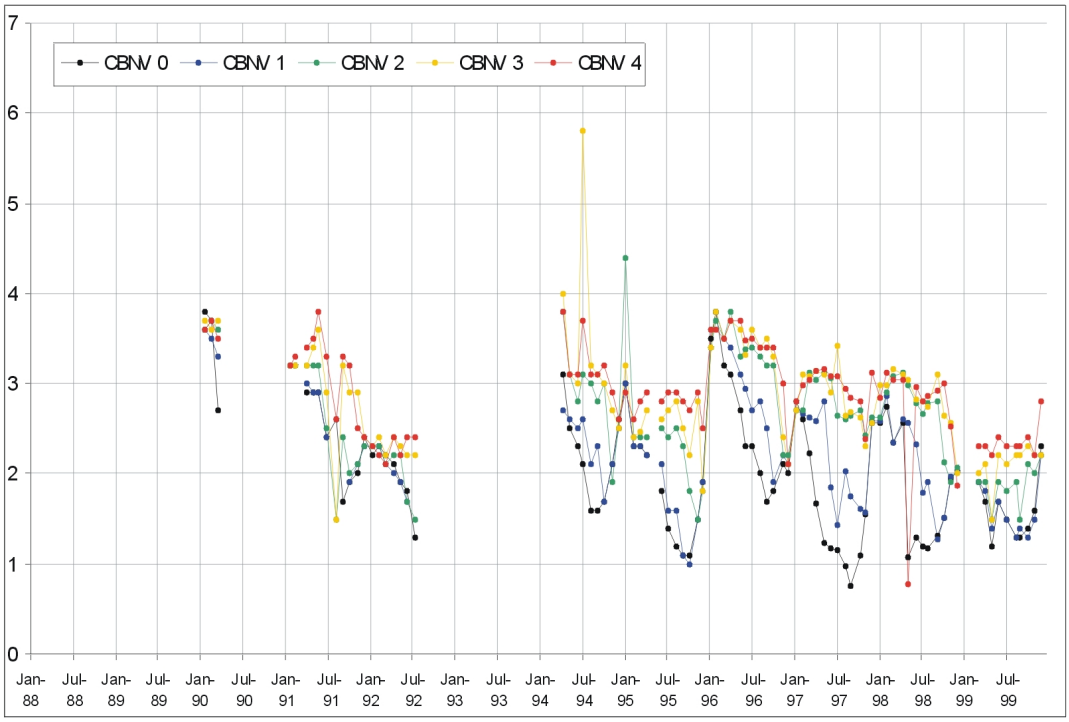


Figura 4 - Gráfico que mostra a evolução do parâmetro nitrato (mg/l) nos cinco níveis de captação (CBNV0 – nível mais superficial; CBNV4 – nível mais profundo)

3. uma descontinuidade no andamento das séries temporais detectada no início de 1996. Este aspecto é, claramente visível nos dados analíticos provenientes dos 2 laboratórios, nas séries de condutividade eléctrica, alcalinidade, dureza total, sólidos dissolvidos totais (fig. 5), cálcio e nitrato e que se reflecte num decréscimo súbito dos valores, à excepção do nitrato onde se verifica uma subida dos valores.

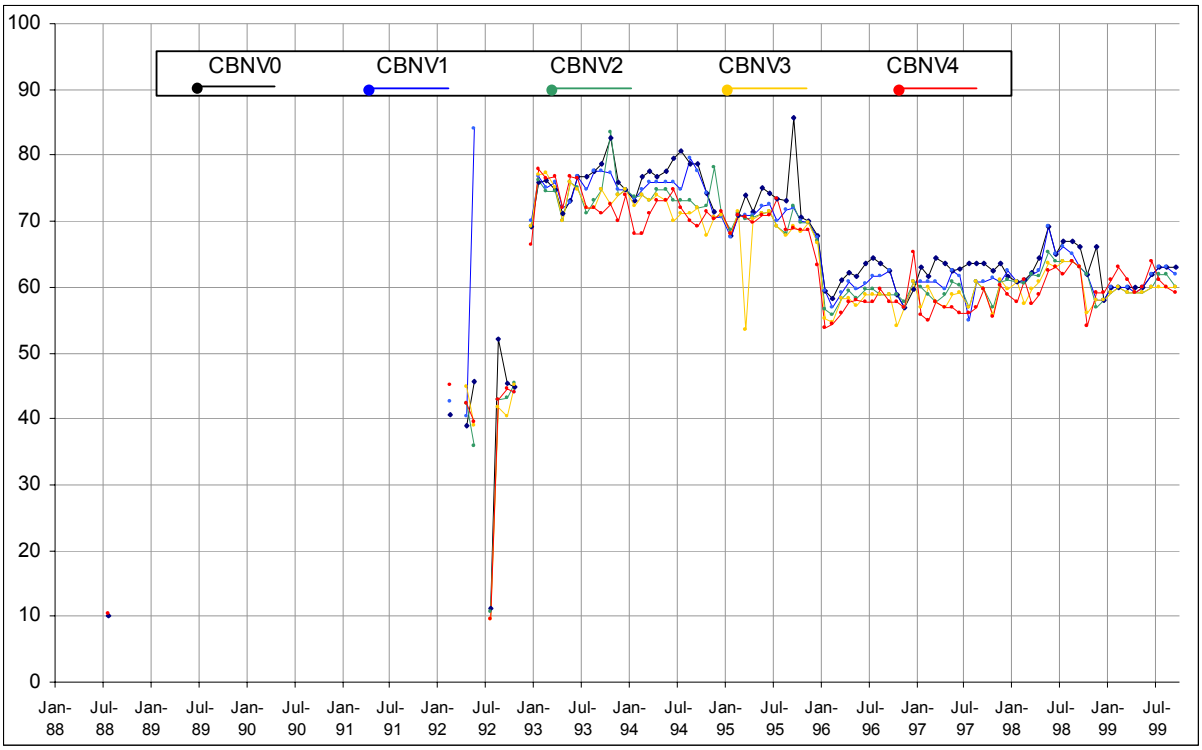


Figura 5 - Gráfico que mostra a evolução do parâmetro sólidos dissolvidos totais nos cinco níveis de captação (CBNV0 – nível mais superficial; CBNV4 – nível mais profundo). Dados provenientes do Laboratório da Asseiceira

Para facilitar a visualização do padrão temporal dominante nas séries cronológicas, foi utilizado um operador de atenuação robusto designado por LOWESS (CLEVELAND e DEVLIN 1988). A figura 6 representa a forma como este operador consegue realçar o padrão dominante na série cronológica de NO3, representada na figura 4, mostrando claramente que a tendência global de evolução temporal daquele descritor é claramente de descida ao longo do período analisado.

A sua robustez é ainda mais nítida em casos onde se analisam série temporais contendo valores bastantes irregulares como é o caso de séries de parâmetros bacteriológicos. Nesses casos a utilidade da aplicação prática deste tipo do operador é inquestionável (comparar as figuras 7 e 8 para o caso dos Coliformes Totais). Em ambos os casos apresentados o factor de atenuação foi de 0.35, um valor a partir do qual as variações sazonais praticamente desaparecem.

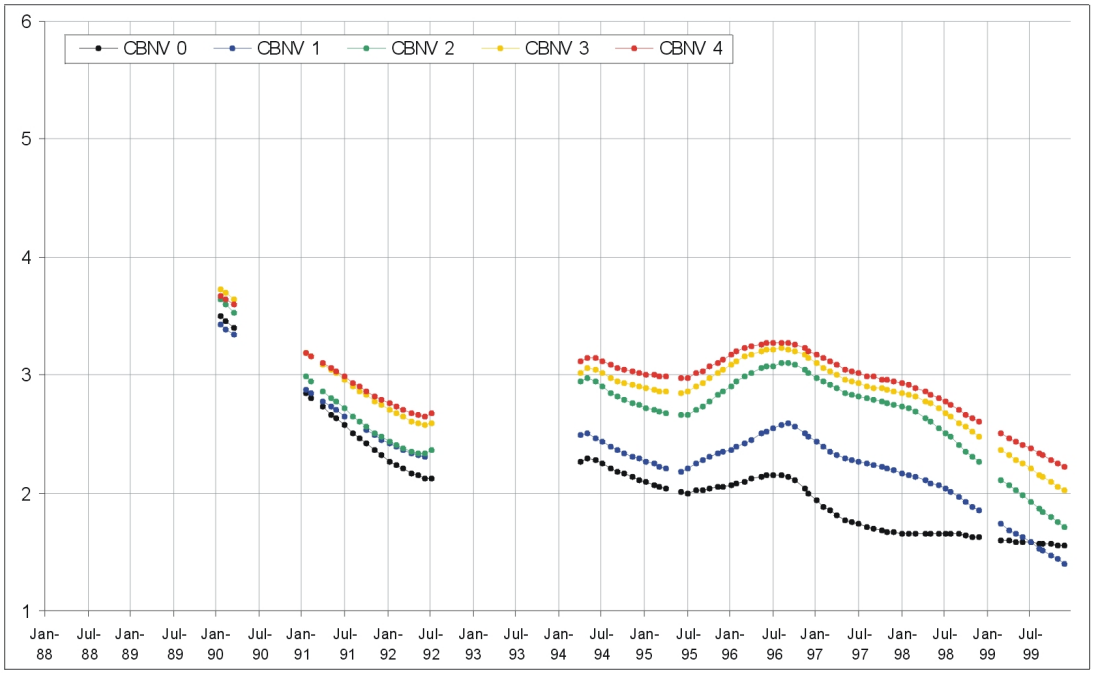


Figura 6 - Gráfico que representa a evolução do nitrato (mg/l)
nos cinco níveis de captação após aplicação do operador de atenuação LOWESS
(CBNV0 – nível mais superficial; CBNV4 – nível mais profundo)

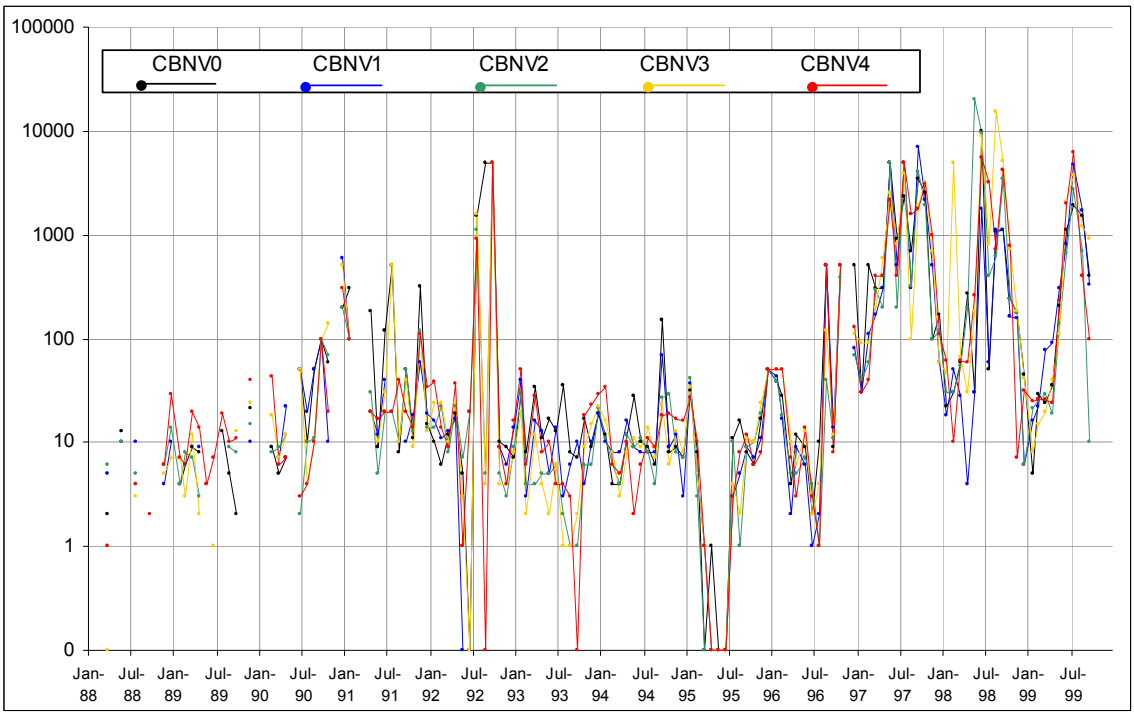


Figura 7 - Gráfico que mostra a evolução do parâmetro Coliformes Totais. nos cinco níveis de captação
(CBNV0 – nível mais superficial; CBNV4 – nível mais profundo)

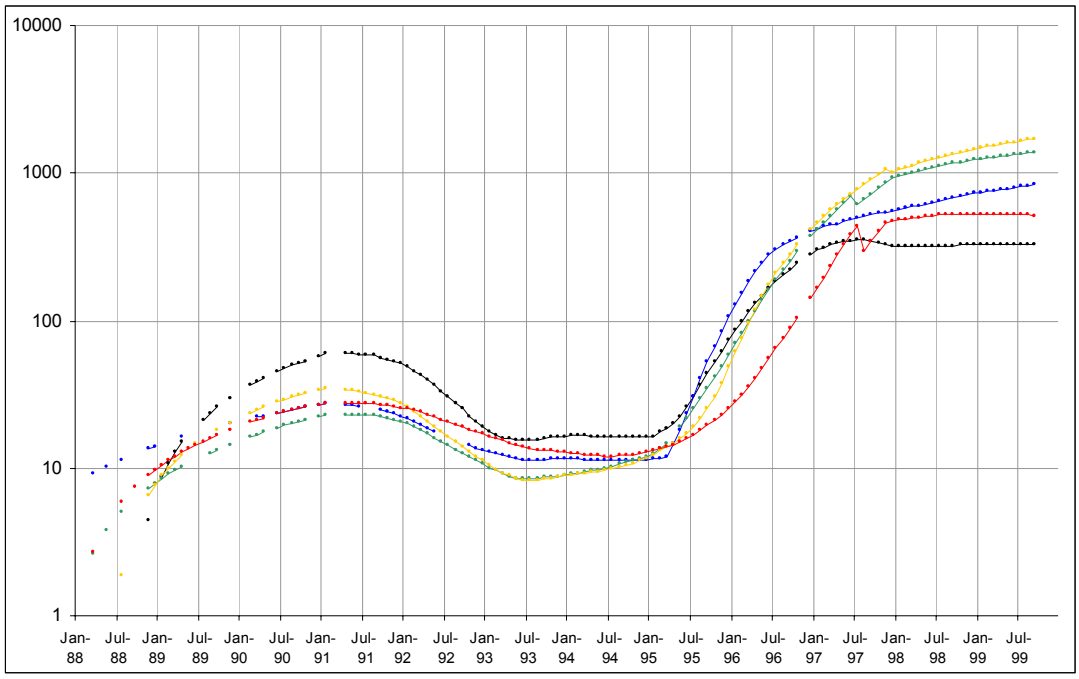


Figura 8 - Gráfico que representa a evolução do parâmetro Coliformes Totais nos cinco níveis de captação após aplicação do operador de atenuação LOWESS

Este operador, embora permita realçar as grandes tendências de evolução temporal, não possibilita contudo quantificar o grau de significância e a magnitude da tendência detectada. Isto só é possível utilizando técnicas estatísticas robustas de análise de tendências como se descreve no capítulo seguinte.

4. ANÁLISE DE TENDÊNCIAS

Para a análise de tendências utilizou-se de forma conjuntiva o teste de Mann-Kendall (MANN,1945; KENDALL,1975) para determinar o grau de significância estatística da tendência detectada e o método de regressão robusta de Thiel-Sen (THIEL,1959; Sen,1968) para calcular a magnitude (declive) da variação mensal dos valores observados.

Em quadros de síntese estão expressos, para cada uma das variáveis analisadas, para os 5 locais de colheita e para os 2 laboratórios: a direcção da tendência detectada, com o símbolo ↗ , caso haja subida, com o símbolo ↘, caso tenha sido detectada uma descida significativa e com o símbolo ↔ caso não tenha sido detectada qualquer tendência significativa. É ainda mostrado o valor do declive estimado em unidades por período de tempo amostrado.

As tabelas 1 e 2 mostram os resultados obtidos para os descritores NO3 e CQO.

No primeiro caso foi detectada uma tendência significativa de descida da concentração de nitrato, de forma global, para todos os pontos de captação, excepto em CBNV2, da ordem dos 0.006 mg/l/mês, embora mensalmente essa tendência não seja estatisticamente representativa.

Por sua vez no 2º caso a análise evidenciou unicamente uma tendência de subida da ordem dos 0.067 mg/l/mês unicamente no ponto de captação mais profundo.

	nível	0	1	2	3	4
JAN	Declive	-0.008	-0.010	-0.007	-0.006	-0.004
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
FEV	Declive	-0.005	-0.004	-0.003	-0.003	-0.002
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
MAR	Declive	-0.004	-0.008	-0.005	-0.006	-0.005
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
ABR	Declive	-0.009	-0.004	-0.003	-0.007	-0.007
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
MAI	Declive	-0.013	-0.006	-0.003	-0.005	-0.014
	Tendência	↓	↔	↔	↔	↔
JUN	Declive	-0.011	-0.008	-0.003	-0.008	-0.009
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
JUL	Declive	-0.007	-0.009	0.002	-0.006	-0.008
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
AGO	Declive	-0.010	-0.010	0.004	-0.007	-0.004
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
SET	Declive	-0.005	-0.015	-0.002	-0.007	-0.007
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
OUT	Declive	-0.005	-0.006	-0.002	-0.006	-0.006
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
NOV	Declive	-0.003	-0.003	0.002	-0.007	-0.008
	Tendência	↔	↔	↔	↓	↔
DEZ	Declive	-0.001	-0.001	-0.001	-0.002	0.002
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
TOT.	**Declive**	**-0.006**	**-0.006**	**-0.002**	**-0.006**	**-0.006**
	Tendência	↓	↓	↔	↓	↓

Tabela 1 Análise de Tendências da concentração de nitrato

	nível	0	1	2	3	4
JAN	Declive	0.022	0.156	0.231	0.049	0.120
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
FEV	Declive	-0.038	-0.022	0.026	-0.014	0.051
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
MAR	Declive	-0.026	0.079	-0.029	0.000	0.008
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
ABR	Declive	-0.023	-0.029	-0.049	-0.052	-0.196
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
MAI	Declive	0.008	0.108	0.138	0.169	0.097
	Tendência	↔	↑	↑	↔	↔
JUN	Declive	-0.044	0.004	-0.011	0.211	0.236
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
JUL	Declive	0.017	0.032	-0.016	0.028	0.077
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
AGO	Declive	-0.033	-0.025	-0.011	-0.100	-0.022
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
SET	Declive	0.025	0.097	0.123	0.161	0.183
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
OUT	Declive	-0.081	-0.040	0.035	-0.030	0.006
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
NOV	Declive	0.022	0.125	0.029	0.413	0.229
	Tendência	↔	↔	↔		↔
DEZ	Declive	0.005	-0.033	0.167	-0.047	0.233
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↔
TOT.	**Declive**	**-0.022**	**0.028**	**0.031**	**0.013**	**0.067**
	Tendência	↔	↔	↔	↔	↑

Tabela 2 Análise de Tendências do descritor CQO

No caso das restantes variáveis foram detectadas as seguintes tendências com significado estatístico:

-de subida: no sódio, nos coliformes totais e nos germes totais a 37ºC (somente nos níveis mais superficiais)

e

-de descida: na oxidabilidade, no magnésio, no sulfato, no cobre e nos estreptococus fecais (detectada em todos os níveis) e alumínio (somente nos dois níveis mais profundos).

5. INFLUÊNCIA DE FACTORES EXÓGENOS SOBRE AS TENDÊNCIAS DETECTADAS

Algumas das tendências detectadas podem parcialmente ser explicadas com base na variabilidade temporal de variáveis exógenas cuja influência na evolução temporal de alguns parâmetros é em muitos casos determinante.

A variável exógena seleccionada para o referente estudo foi o nível da água da Albufeira, observado no momento de monitorização dos descritores de qualidade da água.

O procedimento incluiu os seguintes passos:

a) Regressão pelo método LOWESS entre o parâmetro e o nível da água;
b) Determinação dos resíduos de regressão, por remoção da influência da variável exógena;
c) Análise de tendências dos resíduos de regressão.

Uma análise preliminar dessa influência mostrou que as tendências detectadas nos parâmetros: cobre, germes totais 22ºC e coliformes totais podem ser parcialmente explicadas pelo parâmetro nível da água. Resultados mais detalhados podem ser consultados em RIBEIRO *et al.* (2002).

6. OUTRAS ANÁLISES

Como complemento deve-se referir, embora não seja o objecto da presente apresentação, que outras análises são possíveis, utilizando estas ferramentas estatísticas como é o caso do contributo que as técnicas de Mann-Kendall têm na optimização de redes de monitorização (RIBEIRO *et al.*, 1999) e a utilização do operador LOWESS, na optimização do plano de amostragem (RIBEIRO *et al.*, 2002), quer a nível laboratorial (identificar aqueles casos em que as séries cronológicas do mesmo parâmetro têm evolução semelhante nos 2 Laboratórios), quer a nível da monitorização específica (racionalizar o processo de amostragem, minimizando o n.º de locais de colheita tendo em conta os padrões temporais análogos detectados nas séries cronológicas analisadas), quer ainda a nível da frequência de amostragem (optimizar a periodicidade de amostragem alargando a frequência de monitorização de mensal para bimestral, sem perda de informação).

7. CONCLUSÕES

O estudo de tendências efectuado sobre uma amostragem de parâmetros físico-químicos, organolépticos e microbiológicos analisados nos Laboratórios Central e da Asseiceira mostrou tendências significativas de subida nos parâmetros temperatura, sódio e CQO nos níveis mais profundos e de coliformes totais e germes totais a 37ºC nos níveis mais superficiais.

Por sua vez foram identificadas tendências significativas de descida nos parâmetros oxidabilidade, magnésio, sulfato, nitrato, cobre e estreptococus fecais nos cinco níveis de profundidade e de alumínio nos dois níveis mais profundos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado no âmbito de um protocolo de cooperação técnico-científica entre o CVRM e a EPAL intitulado *Estudo da Evolução Temporal da Qualidade da Agua na Captação da Albufeira de Castelo de Bode.*

BIBLIOGRAFIA

BARROS M.C., RIBEIRO L. - 'Modelização Geomatemática da Qualidade da Água' *in* Actas do 3º Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa, vol. I, 8p., Maputo, Moçambique., 1997

CLEVELAND, W.S. DEVLIN, J.S. – Locally weighted regression: an approach to regression analysis by local fitting J. Am. Statist. Assoc., 1983, pp. 596-610.

HELSEL D.R.; HIRSCH R.M. – *Statistical Methods in Water Resources* – Series Studies in Environmental Science 49, Elsevier 49, 529p., 1995,.

KENDALL, M.G - *Rank Correlation Methods*, Charles Griffin, 1975.

LOPES, A.R., RIBEIRO L. - 'Desenvolvimento de um Índice Sintético para a Descrição de Tendências Sazonais em Sucessões Piezométricas' *in* Actas do Seminário Recursos Hídricos Subterrâneos em Portugal - Quantidade e Qualidade, APRH & Actas do 3º Congresso de Água - "Por uma Política de Excelência", vol. II, 561-572, Lisboa, 1996.

LOURENÇO C., RIBEIRO L. - 'Estudo Geomatemático das Águas Gasocarbónicas da Zona de Vidago - Pedras Salgadas*, in* Actas do 4º Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa, ed. CDROM, 16p., APRH, Coimbra, 1999.

LOURENÇO C., RIBEIRO L.- 'Characterization of Mineral Waters of Pedras Salgadas (North Portugal) by Statistical Methods 'in Proc of IAH International Conference on 'Groundwater in Fractured Rocks', 2p., Prague, Czech Republic., 2003

MANN, H.B. – ''Non-Parametric Tests Against Trend'', Econometrica ,13, 245-259, 1945.

RIBEIRO L. - Groundwater Level Temporal Trend Characterisation for Network Optimization, *in* Actas JOCLAD2000 - VII Jornadas de Classificação e Análise de Dados, 48-51, INDEG, Lisboa, 2000

RIBEIRO L., BENOLIEL M.J. 'Evolução da Qualidade da Água na Captação de Valada - Rio Tejo', *in* Actas do 5º Congresso da Água – ''A Água e o Desenvolvimento Sustentável: Desafios Para o Novo Século'', ed. CDROM, 9p., APRH, Lisboa, 2000.

RIBEIRO L. LOPES R., RODRIGUES F, CUPETO C. - 'Contribuição da Análise de Tendências para a Optimização das Redes de Monitorização Piezométrica dos Sistemas Aquíferos de Portugal – Uma Aplicação ao Subsistema Quaternário de Aveiro' *in* Recursos Hídricos, 20 (1), 27-35, APRH, Lisboa, 1999

RIBEIRO L., LOURENÇO C. - 'A Study of Trend Analysis on Mineral Waters in the North of Portugal'; *in* Fendeková and Fendek (eds.) Hydrogeology and Land Use Management, 717-720 Slovak Association of Hydrogeologists Publ., 1999

RIBEIRO L., MACEDO, M.E.- 'Contribuição da Geomatemática para a Optimização da Rede de Qualidade das Águas Subterrâneas do Sistema Aquífero do Tejo e do Sado' *in* Actas do Seminário Recursos Hídricos Subterrâneos em Portugal - Quantidade e Qualidade, APRH & Actas do 3º Congresso de Água - "Por uma Política de Excelência", vol. III, 207-216, Lisboa, 1996.

RIBEIRO, L., NASCIMENTO, J., BENOLIEL, M.J. - Estudo da Evolução Temporal da Qualidade da Água na Captação da Albufeira de Castelo de Bode in Actas do 6º Congresso da Água – ''A Água é d' Ouro'', ed. CDROM, 10p., APRH, Porto, 2002

SEN, P.K. (1968) – ''Estimates of the Regression Coefficient Based on Kendall´s tau'', *J. Am. Statist. Assoc.*, 1963, pp. 1379-1389.

THEIL, H. (1959) – ''A Rank-Invariant method of Linear and Polynomial Regression Regression analysis'', 1, 2, 3, Ned. Akad. Wetensch Proc. 1953, pp. 386-392, 521-525, e 1397-1412.

SIMULAÇÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA DURANTE O ENCHIMENTO DA ALBUFEIRA DE ALQUEVA

Paulo A. DIOGO
Assistente, DCEA/FCT/UNL, Almada, +351212948300, pad@fct.unl.pt
Pedro S. COELHO
Assistente, DCEA/FCT/UNL, Almada, +351212948300, pmhc@fct.unl.pt
Manuel C. ALMEIDA
Bolseiro, DCEA, FCT/UNL, Almada, +351212948300
Nelson S. MATEUS
Bolseiro, DCEA, FCT/UNL, Almada, +351212948300
António C. RODRIGUES
Prof. auxiliar, DCEA, FCT/UNL, Almada, +351212948300, acr@fct.unl.pt

RESUMO

No âmbito de estudos de qualidade da água da albufeira de Alqueva, anteriores à entrada em funcionamento do aproveitamento, o Grupo de Disciplinas de Hidráulica do DCEA/FCT/UNL tem vindo a utilizar o modelo de simulação da qualidade da água CE-QUAL-W2. Trata-se de um modelo bidimensional, lateralmente homogénio, que permite simular o regime hidrodinâmico e a qualidade da água. Com o fecho das comportas da barragem, em Fevereiro de 2002, iniciou-se a fase de enchimento da albufeira, acompanhada desde o seu início pela EDIA, com amostragens de qualidade da água, nos principais afluentes e na própria albufeira.

Na sequência dos estudos de simulação realizados anteriormente, procedeu-se agora à simulação da qualidade da água na albufeira de Alqueva durante o período que decorreu desde o início do enchimento até ao mês de Junho do ano de 2003. O estudo agora desenvolvido teve como principal objectivo avaliar a capacidade do modelo de simulação CE-QUAL-W2 em reproduzir a evolução da qualidade da água na albufeira, procurando-se igualmente aferir a qualidade dos resultados obtidos nas simulações realizadas em estudos anteriores.

Dos resultados obtidos salienta-se a verificação da necessidade de aumentar a resolução da grelha de batimetria anteriormente utilizada, já que esta se revelou pouco adequada aos níveis hidrométricos agora simulados. Igualmente de salientar foi a necessidade de correcção em alta dos valores atribuídos ao consumo em oxigénio dos sedimentos, por se verificar elevado o consumo de oxigénio na massa de água, possivelmente devido à grande disponibilidade de matéria orgânica no fundo da albufeira. Nas simulações realizadas foi possível reproduzir com boa aproximação os níveis hidrométricos bem como os perfis verticais de temperatura ao longo da albufeira, sendo que no caso do oxigénio dissolvido o modelo revelou algumas dificuldades em reproduzir os níveis muito baixos que se observaram durante o Outuno de 2002, na zona da albufeira mais próxima da barragem. O trabalho desenvolvido permitiu igualmente identificar algumas lacunas de informação que se considera importante para a implementação de modelos de simulação como ferramentas de gestão da qualidade da água.

Palavras-Chave: Alqueva, qualidade da água, simulação, albufeiras, enchimento.

1. INTRODUÇÃO

Ao longo do período de construção da barragem de Alqueva têm vindo a ser desenvolvidos diversos estudos de qualidade da água da albufeira de Alqueva (RODRIGUES, 1995, DIOGO e RODRIGUES, 1997, RODRIGUES e DIOGO, 1997, DIOGO e RODRIGUES, 2000) com o objectivo de se antecipar possíveis medidas de gestão que permitam minimizar os problemas de qualidade da água que podem vir a surgir após o enchimento da albufeira. Nestes trabalhos foram seleccionados cenários de caudais e de qualidade da água afluente desenvolvidos de acordo com os dados disponíveis sobre a qualidade da água no rio Guadiana bem como de acordo com cenários de gestão de produção de electricidade incluídos nos estudos de base do projecto do empreendimento de Alqueva (EDP, 1993).
Na sequência dos estudos sobre a qualidade da água desenvolvidos antes do enchimento da albufeira de Alqueva, procedeu-se agora à simulação da qualidade da água durante a fase de enchimento já decorrida, desde o seu início, em Fevereiro de 2002, até ao mês de Junho de 2003. Neste período o nível hidrométrico observado na albufeira variou de 92 metros (em Fevereiro de 2002) até aos 136,3 metros, em Junho de 2003. Para esse efeito foi utilizado o modelo CE-QUAL-W2, modelo bidimensional, lateralmente homogéneo, hidrodinâmico e de qualidade da água, que se considera adequado às características do sistema em análise.

O estudo agora desenvolvido tem como objectivo principal avaliar a capacidade do modelo de simulação CE-QUAL-W2 em reproduzir as variações de qualidade da água observadas ao longo deste período, por forma a avaliar a possível utilização deste tipo de ferramenta como auxiliar na gestão dos potenciais problemas de qualidade da água na albufeira. Procurou-se igualmente aferir a qualidade dos resultados obtidos nos estudos de simulação anteriores ao enchimento da albufeira, realizados com o mesmo modelo.

De acordo com os dados de qualidade da água actualmente disponíveis sobre a albufeira de Alqueva, relativos ao período de Fevereiro de 2002 a Junho de 2003 (recolhidos quer pela EDIA, quer pelo INAG), verifica-se uma forte estratificação térmica na massa de água (Figura 1a), bem como uma forte desoxigenação das camadas mais profundas da albufeira (Figura 1b). Refira-se ainda que nas albufeiras da região do Alentejo a eutrofização das massas de água constitui um problema premente, resultado provavelmente do excesso de afluência de nutrientes (azoto e fósforo) bem como dos elevados tempos de retenção que caracterizam as albufeiras do Alentejo. Segundo o Anuário de Recursos Hídricos do Alentejo 2001/2002, realizado pela Direcção Regional do Ambiente e Ordenamento do Território da região do Alentejo (2003), 14 albufeiras das 21 avaliadas são classificadas como eutróficas, de acordo com a grelha de classificação do estado trófico actualmente utilizada em Portugal.

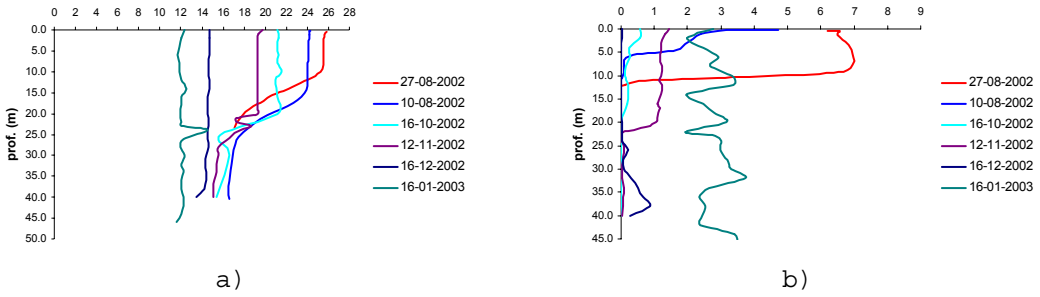


Figura 1 - Perfis verticais de temperatura (a) e de oxigénio dissolvido (b), a 1 km da barragem.

A importância do empreendimento de Alqueva, tendo em conta os usos previstos para a massa de água da albufeira e as eventuais consequências ao nível da qualidade da água em todo o rio Guadiana a jusante, justifica uma atenção particular sobre a qualidade da água na albufeira, sendo determinante para a gestão do sistema a identificação de fontes de poluição e a determinação da importância relativa de cada uma delas. A utilização do modelo CE-QUAL-W2 para a simulação da

qualidade da água, face aos resultados obtidos no estudo desenvolvido, poderá constituir-se como uma importante ferramenta de gestão, na medida em que permitirá não só caracterizar os efeitos na qualidade da água face às afluências de caudal e cargas poluentes, mas igualmente a avaliação dos efeitos na qualidade da água da albufeira resultantes da implementação de medidas de redução da carga poluente afluente.

2. MODELO DE SIMULAÇÃO CE-QUAL-W2

O CE-QUAL-W2 é um modelo bidimensional, longitudinal/vertical, hidrodinâmico e de qualidade da água. Dado que no modelo se assume homogeneidade lateral, este é mais indicado para massas de água relativamente longas e estreitas e que exibam gradientes verticais e longitudinais de qualidade (COLE e BUCHAK, 1995). O CE-QUAL-W2 tem sido utilizado em rios, lagos, albufeiras e estuários (COLE e BUCHAK, 1995) e resultou da evolução de um modelo designado por LARM (Laterally Average Reservoir Model) e desenvolvido por EDINGER e BUCHAK (1975, *vide* MARTIN, 1988). A primeira aplicação foi realizada numa albufeira com 2 ramos. Alterações subsequentes permitiram a simulação de ramos múltiplos e de estuários passando o modelo a ser conhecido por GLVHT (Generalized Longitudinal-Vertical Hydrodynamics and Transport Model). A inclusão de algoritmos de qualidade de água pelo Grupo de Modelação da Qualidade de Água do U. S. Army Corps of Engineers - Waterways Experiment Station (WES) - resultou finalmente na versão 1.0 do CE-QUAL-W2 (Environmental and Hydraulic Laboratories, 1986, *vide* COLE e BUCHAK, 1995). O modelo tem vindo entretanto a ser melhorado tendo para este trabalho sido utilizadas as versões 2.0 e 3.1. A utilização da versão mais antiga do modelo verificou-se necessária tendo em conta que se prentendia avaliar simulações que tinham sido realizadas com essa versão do modelo. Refira-se ainda que foram realizadas corridas com os mesmos dados de base com ambas as versões, não tendo sido encontradas diferenças relevantes nos resultados obtidos.

O CE-QUAL-W2 tem como base a definição de uma grelha vertical/longitudinal representativa do sistema físico a modelar, em que as dimensões dos segmentos e camadas que definem a grelha podem variar, desde que gradualmente, permitindo aumentar a resolução da grelha em locais mais sensíveis (DIOGO *et al*, 2001). A componente de hidrodinâmica do modelo calcula a variação do nível da superfície livre, da velocidade de escoamento e da temperatura, que ocorrem em função das séries de afluências e tomadas de água consideradas ao nível dos dados de entrada. A temperatura é incluída nos cálculos hidrodinâmicos devido ao seu efeito na densidade da água (OLIVEIRA, 2000).

Para o estudo apresentado foi utilizada a versão 3.1 do modelo CE-QUAL-W2. Nesta versão são incluídas algumas alterações importantes face à versão 2.0, na medida em que permite a simulação de número indefinido de parâmetros de qualidade da água definidos por taxas de decaimento e de sedimentação, de sistemas com mais do que uma albufeira bem como a simulação de diferentes estruturas hidraúlicas como descarregadores e ligação em tubagem entre diferentes massas de água (COLE e WELLS, 2002). Dado que parte do trabalho realizado consistiu na avaliação de simulações realizadas com a versão 2.0 do modelo, esta versão foi igualmente utilizada numa fase inicial dos trabalhos.

3. DADOS DE BASE

3.1 Representação conceptual do sistema

No processo de implementação de um modelo de simulação da qualidade da água, a representação conceptual do sistema não deve ser dissociada dos objectivos estabelecidos para a utilização do modelo. No modelo CE-QUAL-W2 podem ser considerados dois aspectos da representação conceptual do sistema: a definição de entradas e saídas no sistema em estudo e a

respectiva forma como estas são consideradas (descargas, ramos, escoamento lateral); e a representação batimétrica do sistema.

Para o presente estudo e face aos dados actualmente disponíveis, optou-se por considerar a albufeira composta por três ramos: o rio Guadiana (ramo 1), o rio Alcarrache (ramo 2) e o rio Degebe (ramo 3). A cada ramo corresponde um determinado caudal afluente não tendo sido considerados quaisquer outros afluentes à albufeira.

Face à actual gestão da albufeira, apenas foi considerada uma zona de descarga, correspondente ao circuito hidráulico instalado na barragem. Não foram consideradas quaisquer outras tomadas de água. A precipitação sobre a área superficial da albufeira e a evaporação foram incluídas no balanço de volumes da albufeira.

A albufeira de Alqueva encontra-se na fase inicial de enchimento, tendo sido objectivo do presente estudo a simulação da qualidade da água desde o dia de fecho das comportas da barragem. Nesta fase, e do ponto de vista da implementação de um modelo de simulação, a representação da batimetria da albufeira revela-se bastante importante já que as variações de nível hidrométrico são muito significativas. Nos estudos de simulação anteriores ao fecho das comportas de Alqueva, os objectivos foram claramente de avaliação das variações da qualidade da água face a diferentes cenários de gestão, tendo sido simuladas situações em que o nível hidrométrico da albufeira se encontrava próximo do nível de pleno de armazenamento.

Assim, desde logo se verificou a necessidade de aumentar a resolução da representação batimétrica nas camadas mais próximas do leito da albufeira, de modo a evitar a instabilidade numérica resultante de variações de volume muito significativas. A grelha computacional que define a batimetria da albufeira ficou assim constituída por 75 segmentos, de comprimento variável e por 83 camadas de 1 metro de altura cada. Refira-se que a maioria das células computacionais se encontram inactivas nas corridas do modelo, já que a grelha computacional foi definida para a cota máxima de 152 metros.

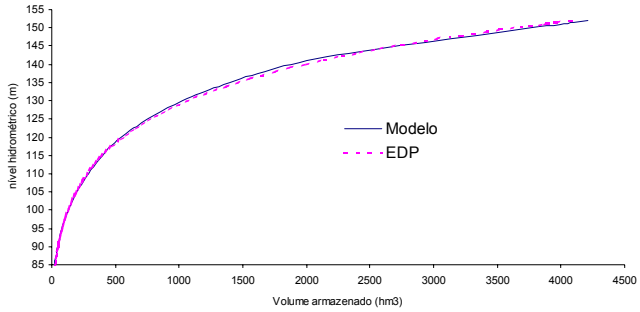


Figura 2 Curva característica da albufeira (EDP) e níveis e volumes no modelo de simulação.

3.2 Caudais

Numa fase inicial procurou-se utilizar dados de caudais disponíveis para as estações hidrométricas de Monte da Vinha (rio Guadiana) e Vendinha (rio Degebe), cujos dados se encontram disponíveis no Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH - www.inag.pt). Tendo em conta a distância da estação hidrométrica de Monte da Vinha à massa de água de Alqueva, os valores obtidos para esta estação foram aumentados em 20%, majoração que se considera adequada tendo em conta as áreas drenantes a montante e a jusante da referida estação hidrométrica. No caso do rio Alcarrache, face à indisponibilidade de dados de caudal, considerou-se que a este tributário corresponderia 3% do caudal afluente através do rio Guadiana.

Verificou-se no entanto que a utilização dos dados das estações hidrométricas referidas não permitia obter a variação de volumes observada na albufeira e igualmente disponível no SNIRH.

Verificou-se ainda que os valores de escoamento mensal apresentados no SNIRH como afluentes à albufeira de Alqueva também não correspondem à variação mensal de volumes observada na albufeira, mesmo considerando as descargas de fundo que têm vindo a ser realizadas e cujos caudais a EDIA disponibilizou.

Tendo em conta as discrepâncias encontradas nas diferentes fontes de informação sobre caudais, optou-se por calcular os caudais afluentes com base unicamente na variação de volumes na albufeira, sendo os caudais afluentes distribuídos pelos três ramos (Guadiana, Alcarrache e Degebe) de acordo com as relações de caudal observadas nas estações de Monte da Vinha e Vendinha e o anteriormente referido relativamente ao rio Alcarrache.

Quadro 1. Escoamento mensal em Alqueva, do SNIRH e estimado com base na variação de volume da albufeira (dam^3).

Ano	Mês	SNIRH	Balanço de volumes na albufeira	diferença
2002	FEV	-	63 157	-
2002	MAR	-	170 704	-
2002	ABR	-	156 592	-
2002	MAI	-	38 393	-
2002	JUN	-	51 467	-
2002	JUL	-	37 130	-
2002	AGO	-	55 179	-
2002	SET	-	81 008	-
2002	OUT	-	48 306	-
2002	NOV	-	63 017	-
2002	DEZ	-	288 870	-
2003	JAN	400 032	407 978	-7 946
2003	FEV	278 176	286 093	-7 917
2003	MAR	121 844	315 914	-194 070
2003	ABR	46 481	152 826	-106 345
2003	MAI	11 253	24 956	-13 703
2003	JUN	114 200	16 833	97 367

3.3 Dados de qualidade

Ds dados de qualidade podem ser divididos em dois grupos: dados relativos a afluências e dados relativos ao estado de qualidade da água na albufeira. Para o primeiro grupo foram considerados os dados disponíveis no SNIRH para as estações de qualidade da água Monte da Vinha (ramo 1), Vendinha (ramo 2 e ramo 3) bem como os dados recolhidos pela EDIA em cada um dos três afluentes considerados (rios Guadiana, Alcarrache e Degebe). Quanto à qualidade da água na albufeira foram considerados os dados disponibilizados pela EDIA, relativos às campanhas mensais de qualidade da água que tem vindo a promover. Estes últimos foram essencialmente utilizados para comparação com os resultados de simulação.

3.4 Dados meteorológicos

A informação meteorológica disponível pode ser determinante na qualidade dos resultados obtidos com um modelo de simulação, particularmente nas camadas mais superficiais de uma albufeira, onde o vento, por exemplo, pode influenciar significativamente as trocas gasosas e de energia na interface ar-água. O incremento do número de estações meteorológicas automáticas e a disponibilização da informação que o INAG tem vindo a realizar, tem permitido ultrapassar algumas das dificuldades que se verificam ao nível da obtenção de dados meteorológicos, potenciando a realização de estudos mais aprofundados em matérias relacionadas com variáveis meteorológicas.

No presente estudo foram seleccionadas duas estações meteorológicas, que pela sua localização e tendo em conta o facto de se dispor de séries de dados mais completas, se consideraram representativas da área de estudo: estação meteorológica da Albufeira do Caia e de Herdade da Valada. A estação de Alqueva não foi utilizada por não abranger todo o período de simulação. Refira-se no entanto que em nenhuma das estações seleccionadas se dispõe de direcção do vento nem de nebulosidade. Nos estudos de simulação anteriores foram utilizadas as Normais climatológicas (INMG, 1991), publicadas pelo Instituto de Meteorologia.

4. RESULTADOS

4.1 Nível hidrométrico

Partindo do principio que na preparação dos dados de base a fornecer ao modelo se conseguiu reproduzir na grelha computacional a curva característica de volumes acumulados do sistema em estudo, a simulação da variação do nível hidrométrico tem como principal objectivo a verificação dos caudais afluentes e efluentes.

Nas primeiras simulações realizadas tornou-se evidente que a estimativa de caudais afluentes com base nas estações hidrométricas de Monte da Vinha e da Vendinha, não permitia a reconstituição da variação de nível hidrométrico que se verificou na albufeira. Após uma verificação atenta quer dos caudais calculados com base nas curvas de vazão disponíveis para as estações hidrométricas quer dos valores de escoamento mensal afluente à albufeira de Alqueva apresentados no SNIRH, concluiu-se que estes não permitiam obter a variação de volumes que se observou na albufeira no período temporal de estudo.

Optou-se assim por estimar os caudais afluentes com base na variação de volumes verificada na albufeira, sendo que desta forma a simulação da variação do nível hidrométrico permite a confirmação de que o balanço global de volume na albufeira se encontra correctamente simulado.

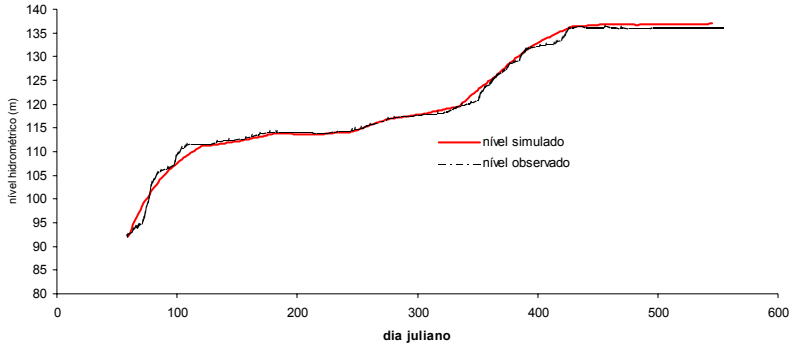


Figura 3 - Nível hidrométrico, observado e simulado, entre Fevereiro de 2002 e Junho de 2003.

Deve no entanto salientar-se que o conhecimento dos caudais em cada um dos afluentes da albufeira se reveste da maior importância para a avaliação correcta da influência de cada afluente na qualidade da água da albufeira. Tendo como objectivo a gestão adequada da qualidade da água no empreendimento de Alqueva (albufeira de Pedrogão inclusivé), a pressecução de estudos que conduzam ao melhor conhecimento dos valores de caudais afluentes em secções de referência nos principais afluentes do sistema reveste-se da maior importância.

A simulação do nível hidrométrico permitiu ainda verificar que a batimetria que havia sido utilizada em estudos anteriores teria de ser alterada já que a pouca resolução que apresentava relativamente às camadas mais profundas conduzia a significativa instabilidade numérica no modelo. Foi assim necessário aumentar o número de camadas e de segmentos, de forma a reduzir a

instabilidade gerada pela substancial variação de volume e do nível da superfície na albufeira. A partir desta fase a grelha computacional passou a incluir 75 segmentos e 83 camadas, tal como já descrito na descrição na secção 0.

4.2 Temperatura

Na generalidade o modelo reproduziu correctamente os perfis de temperatura observados nas campanhas de amostragem, nos locais de amostragem próximo da barragem e na zona de Mourão.

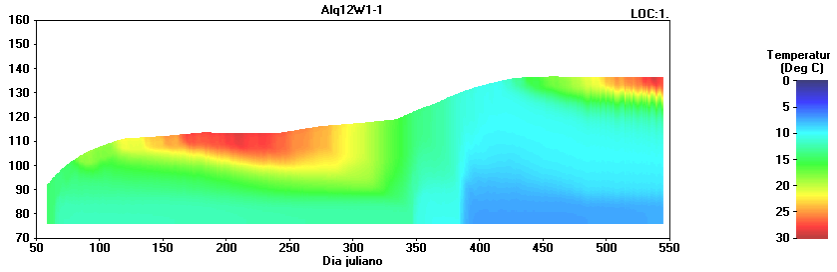


Figura 4 - Simulação da temperatura em profundidade, a 1 km da barragem.

Verificaram-se no entanto algumas dificuldades na reprodução de temperaturas à superfície e no fundo da massa de água. Esta situação pode resultar de algumas falhas de dados de entrada, nomeadamente da distribuição correcta de afluências. O facto de se concentrarem os volumes afluentes em três ramos pode distrocer a distribuição dos caudais afluentes à massa de água, já que a maior densidade, durante o Inverno, da água afluente, resultante da sua menor temperatura, origina que quase todo o caudal afluente durante os períodos do ano mais frios se dirija para o fundo da albufeira, não sendo assim possível o arrefecimento de camadas intermédias e simultaneamente ocorra o arrefecimento excessivo das camadas mais profundas (Figura 5).

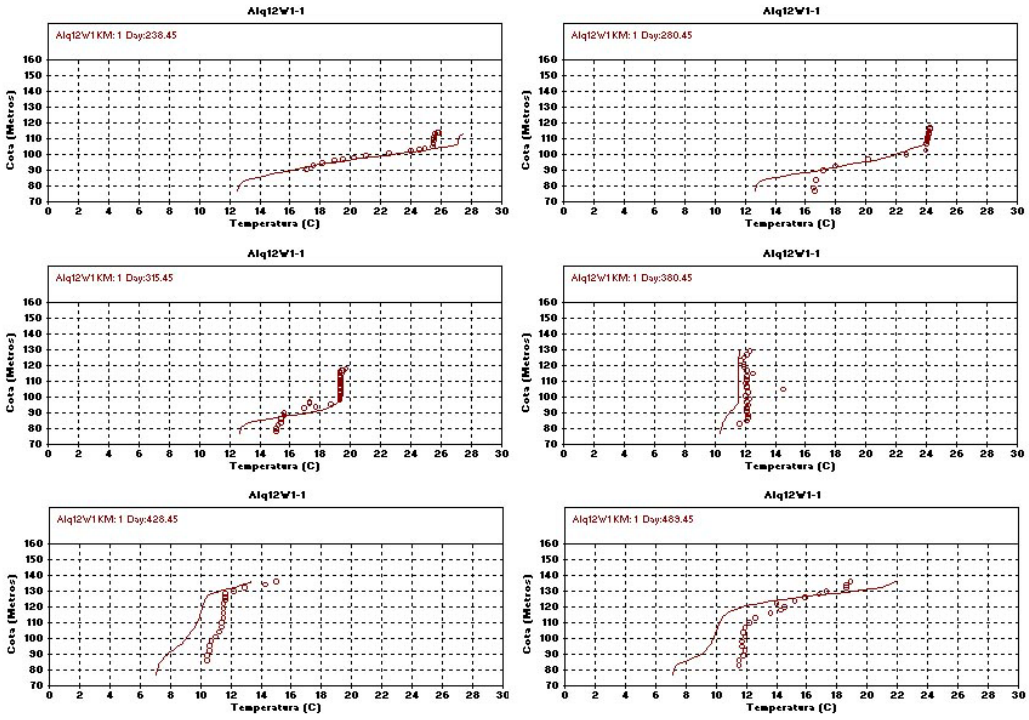


Figura 5 - Perfis verticais de temperatura simulados e observados (1 km da barragem).

No caso da temperatura superficial, verificou-se um excessivo aquecimento em relação às observações nas campanhas de amostragem (Figura 5). Esta situação pode ficar a dever-se ao facto de não se dispor de informação relativa à nebulosidade e direcção do vento, ou ainda por se terem considerado temperaturas do ar médias diárias.

Uma vez que se trata de um modelo bidimensional, é possível analisar diferenças na coluna de água a diferentes distâncias da barragem. Os perfis verticais simulados na zona de Mourão registam igualmente uma boa aproximação com os perfis observados, apesar de se terem detectado algumas diferenças entre a profundidade medida nas campanhas de amostragem e a profundidade representada na batimetria do modelo. Esta situação pode ficar a dever-se à localização das amostragens (podem não ter sido realizadas na zona mais profunda da albufeira na secção em análise).

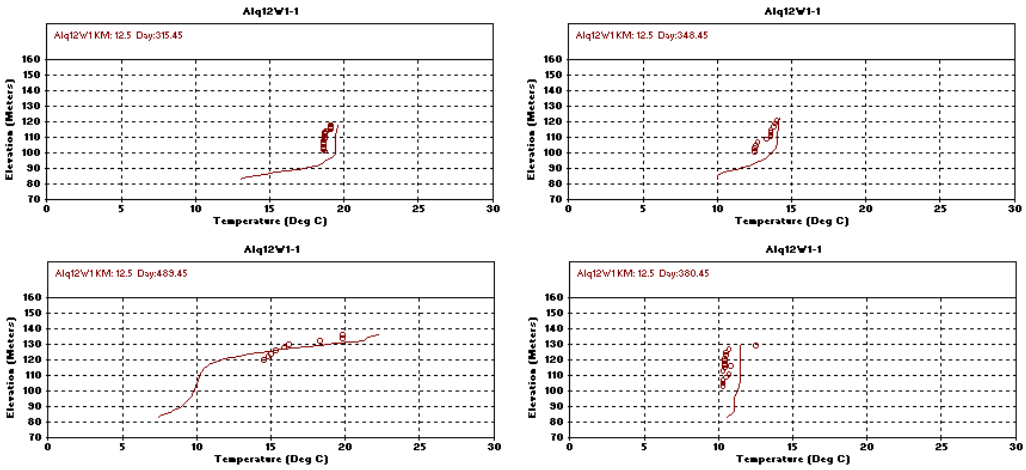


Figura 6 – Perfis verticais de temperatura, na zona de Mourão.

4.3 Oxigénio Dissolvido

Tal como na temperatura, o modelo reproduziu os perfis verticais de oxigénio dissolvido (OD) com boa aproximação aos perfis observados nas campanhas de amostragem (Figura 7). As maiores diferenças entre os resultados de simulação e as observações de campo registam-se à superfície, no período correspondente aos meses de Outubro e Novembro de 2002, período em que se observaram níveis de OD à superfície particularmente baixos (Figura 1).

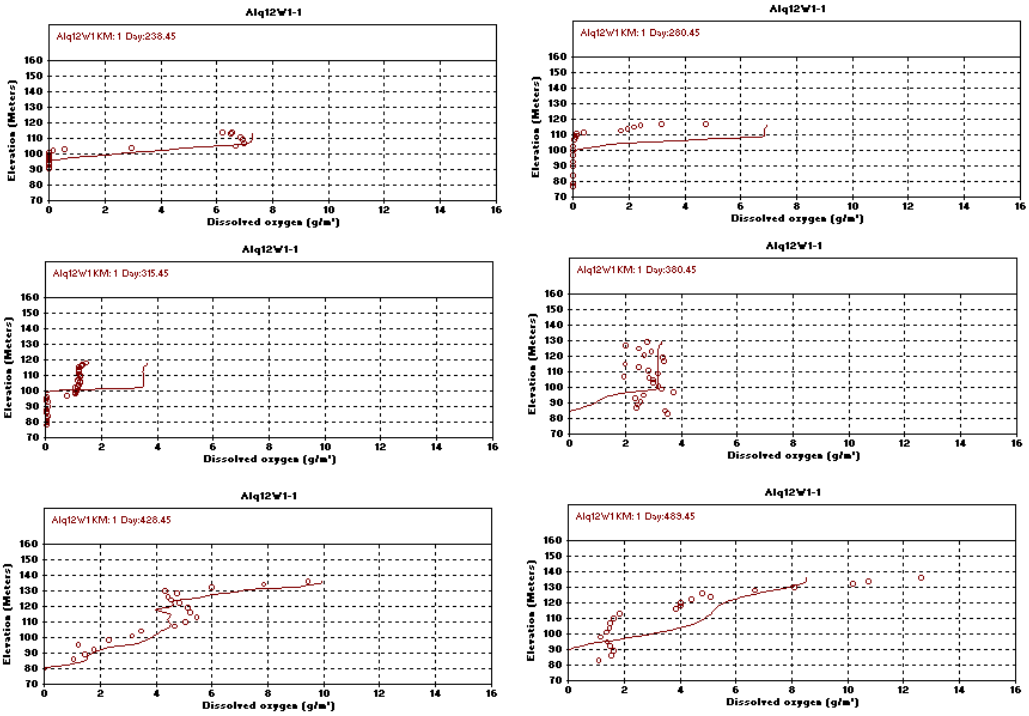


Figura 7 – Perfis verticais de oxigénio dissolvido a 1 km da barragem.

Estas discrepâncias podem ser causadas por diferentes situações. Uma delas é o facto de nas simulações realizadas não terem sido ainda incluídos outros parâmetros de qualidade da água. Assim a calibração do OD assentou no aumento do consumo em oxigénio dos sedimentos (Sediment Oxygen Demand – SOD), solução implementada de acordo com sugestão incluída no manual do modelo CE-QUAL-W2, bem como na experiência acumulada ao longo de estudos anteriores efectuados com este modelo. Esta metodologia tem no entanto uma limitação importante, já que para o modelo o consumo de oxigénio nos sedimentos pode ser variável longitudinalmente mas é constante ao longo do tempo.

Por outro lado, a introdução de outros parâmetros de qualidade da água requer alguns cuidados adicionais, tendo em conta a dificuldade de obtenção de cargas afluentes, na medida em que se desconhece em grande parte a distribuição dos caudais afluentes bem como as concentrações em afluentes que não sejam os rios Guadiana, Degebe e Alcarrache.

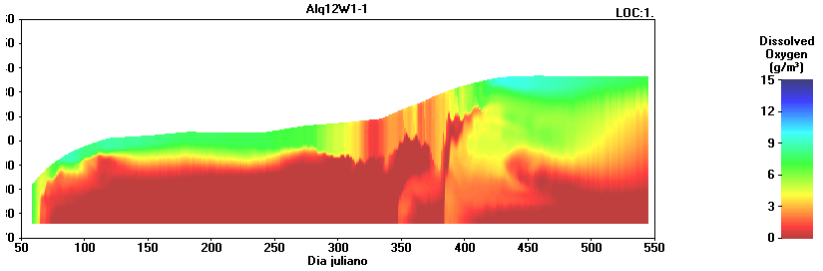


Figura 8 – Simulação de oxigénio dissolvido em profundidade, a 1 km da barragem.

Refira-se ainda que nos resultados de simulação são notórias as diferenças entre os dois locais de amostragem, já que na zona de Mourão os teores de OD à superfície não atingiram valores tão baixos quanto os obtidos na zona mais próxima da barragem. Este resultado está de acordo com as observações de campo, sendo as diferenças observadas justificativas da utilização de um modelo bidimensional na simulação da qualidade da água da albufeira de Alqueva.

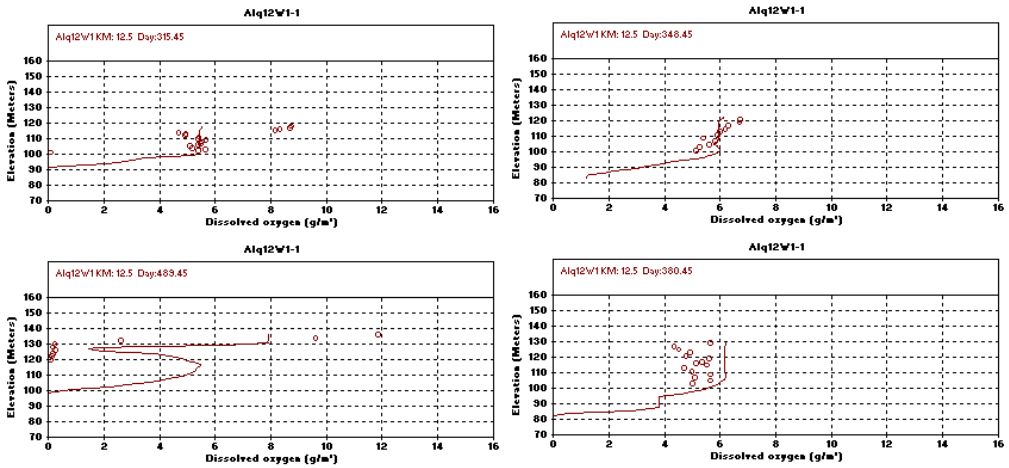


Figura 9 – Perfis verticais de oxigénio dissolvido, na zona de Mourão.

5. CONCLUSÕES

O estudo apresentado constitui uma abordagem à calibração do modelo CE-QUAL-W2 para a albufeira de Alqueva e decorre de estudos de simulação anteriores à construção da barragem. Além da calibração do modelo para a fase de enchimento procurou-se ainda avaliar a qualidade dos resultados de simulação obtidos em estudos anteriores, nos quais foi utilizado o mesmo modelo de simulação de qualidade da água.

Nesta fase dos trabalhos foi simulada a qualidade da água no período de enchimento da albufeira de Alqueva que decorreu desde Fevereiro de 2002 a Junho de 2003, tendo sido incluídos os parâmetros temperatura e oxigénio dissolvido. Para a avaliação dos resultados de simulação foram escolhidos dois locais da albufeira nos quais a EDIA tem procedido à recolha de amostras e medição de perfis verticais de diversos parâmetros: próximo da barragem de Alqueva e na zona de Mourão.

A estratificação térmica e de oxigénio dissolvido foi correctamente simulada pelo modelo, tendo-se no entanto verificado alguns períodos em que o modelo regista temperaturas um pouco mais elevadas à superfície e mais baixas em profundidade, do que as observadas nas campanhas de amostragem. Verificou-se ainda que nas simulações o teor em oxigénio dissolvido à superfície e junto da barragem, não atingiu valores tão baixos quanto os observados nas campanhas de amostragem, nos meses de Outubro e Novembro de 2002. Tais situações podem estar relacionadas com a ausência de alguns dados relevantes para a utilização do modelo de simulação, nomeadamente a direcção do vento e distribuição de caudais pelos diversos afluentes à albufeira. Adicionalmente, o facto de não terem sido incluídos outros parâmetros de qualidade da água como por exemplo os parâmetros relativo aos ciclos do fósforo e do azoto, o fitoplancton e a carência bioquímica em oxigénio, pode conduzir a menores taxas de consumo de oxigénio dissolvido.

Na generalidade considera-se que o modelo produziu resultados muito aproximados dos valores observados, sendo por isso de considerar como fiáveis os resultados obtidos em estudos anteriores. Quanto à grelha batimétrica utilizada nesses estudos, e face à variação do nível hidrométrico que se pretendeu simular (que passou de 92,2 m para 136,3 m), verificou-se a necessidade de aumentar a discretização vertical da massa de água, de modo a evitar instabilidade numérica decorrente da utilização de camadas superiores a 1 metro.

Relativamente às simulações realizadas em trabalhos anteriores (DIOGO e RODRIGUES, 1997, RODRIGUES e DIOGO, 1997, DIOGO e RODRIGUES, 2000), os resultados obtidos apontam para que o modelo seja uma ferramenta robusta para o estudo da qualidade da água na albufeira de Alqueva, já que apesar das alterações introduzidas na batimetria utilizada nas simulações anteriores, a concepção

global do modelo permite reproduzir com boa aproximação as observações de campo de temperatura e de oxigénio dissolvido.

O trabalho desenvolvido até ao momento permitiu a identificação de algumas lacunas de informação que se considera importante colmatar. Desde logo a quantificação correcta dos caudais afluentes, por cada afluente, da qual a estimativa de cargas poluentes afluentes depende. Ainda relativamente a este aspecto convém salientar a necessidade de quantificação de caudais laterais afluentes ou seja, o escoamento superficial directamente afluente à massa de água, tendo em conta a importância que a poluição difusa poderá ter na qualidade da água da albufeira de Alqueva.

Para efeitos de simulação da qualidade da água verificaram-se ainda dificuldades na obtenção de dados de direcção do vento e de nebulosidade, factores com significativa influência na estratificação térmica da albufeira bem como nas trocas gasosas e de energia que se verificam na interface ar-água.

Face aos resultados obtidos no presente trabalho, considera-se que o modelo CE-QUAL-W2, se correctamente calibrado, pode constituir uma ferramenta importante na gestão da qualidade da água no empreendimento de Alqueva, permitindo inclusive a simulação de cenários de operação do sistema com vista à avaliação dos impactes daí resultantes. Na sequência do trabalho apresentado, proceder-se-à à inclusão de outros parâmetros de qualidade da água nas simulações. Beneficiando da versatilidade do modelo utilizado, que permite a simulação de sistemas com mais do que uma albufeira, pretende-se ainda adicionar a albufeira de Pedrogão que, de acordo com estudos de simulação realizados anteriormente, poderá ter um papel importante na qualidade da água em Alqueva, particularmente nas zonas mais próximas da barragem e face aos cenários de operação actualmente previstos.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a colaboração prestada pela EDIA (Empresa de Desenvolvimento de infraestruturas de Alqueva), na medida em que disponibilizou parte significativa e essencial dos dados utilizados no estudo realizado, sem os quais este não seria possível.

BIBLIOGRAFIA

COLE, Thomas M.; BUCHAK, E. M. - “CE-QUAL-W2: A Two-Dimensional, Laterally Averaged, Hydrodynamic and Water Quality Model, Version 2.0”, User Manual - Draft version, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. (USA), March, 1995.

COLE, Thomas M.; WELLS, Scott A. - “CE-QUAL-W2: A Two-Dimensional, Laterally Averaged, Hydrodynamic and Water Quality Model, Version 3.1”, User Manual - Draft version, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. (USA), March, 2002.

DIOGO, P.; RODRIGUES, A.C. - “Two Dimensional Reservoir Water Quality Modelling Using CE-QUAL-W2”, in *Proceedings of the IAWQ-IWSA Joint Specialist Conference on Reservoir Management and Water Supply - an Integrated System*, Prague (Czech Republic), 19 – 23th de May, 1997.

DIOGO, P. A.; RODRIGUES, A. C.; COELHO, P. S. – “Simulação de Descargas Térmicas com o CE-QUAL-W2: Dois Casos de Estudo”, in *V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*, Aracaju (Brasil), Novembro de 2001.

EDP, Electricidade de Portugal, S.A. - “Quantificação da Valia Eléctrica do Aproveitamento de Fins Múltiplos de Alqueva”, EDP, Direcção Central de Planeamento, Porto (Portugal), Setembro 1993.

INMG - Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica - *O Clima em Portugal Continental*, Fascículo XVI, Região - Normais Climatológicas de Portugal continental - 1951-1980, Lisboa (Portugal), 1991.

MARTIN, James L. - “Application of Two-dimensional Water Quality Model”, Journal of Environmental Engineering. **114**, 2, Abril, 1988.

OLIVEIRA, Rodrigo; SILVA, André – "Simulação da qualidade da água na futura albufeira de Alqueva", in *5º Congresso da Água*, Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, Lisboa (Portugal), Março, 2000.

RODRIGUES, A. Carmona - "Aproveitamento Hidroeléctrico do Alqueva e Açude de Pedrógão - Estudos de qualidade da água", EDIA S.A., Dezembro, 1995.

RODRIGUES, A. Carmona; DIOGO, Paulo - "Aplicação de um modelo bidimensional na simulação da qualidade da água da futura albufeira de Alqueva", in *Simpósio sobre Aproveitamentos Hidroeléctricos*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa (Portugal), 19 a 21 de Junho, 1997.

RODRIGUES, A. Carmona; DIOGO, Paulo - "A albufeira de Alqueva no rio Guadiana. Simulação da qualidade da água", in *2º Assembleia Luso-Espanhola de Geodesia e Geofísica*, Lagos (Portugal), 8 a 12 de Fevereiro, 2000

O REGADIO DE RIBEIRA SECA, ILHA DE SANTIAGO, CABO VERDE. PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO

Ângela MORENO

Direcção dos Serviços da Engenharia Rural – DSER, DGASP- MAAP (veigamoreno@hotmail.com)

Luis S. PEREIRA

Centro de Estudos de Engeharia Rural, Instituto Superior de Agronomia (lspereira@isa.utl.pt)

Emídio G. SANTOS

Dep. Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico (egsantos@civil.ist.pt)

RESUMO

O desenvolvimento do sector agrícola de Cabo Verde é imprescindível para uma maior independência em relação ao exterior e para uma melhoria significativa da qualidade de vida. Para tanto, entre outros factores, é necessária melhor eficiência no uso de água de forma a permitir a sustentabilidade da agricultura de regadio. A Bacia Hidrográfica de Ribeira Seca, na ilha de Santiago, é a mais importante para a agricultura de regadio em Cabo Verde. Neste estudo apenas se trata das sub-bacias sitas na Ribeira Seca Jusante, possuindo uma área de regadio potencial de 505 hectares e uma área regada de 214 hectares que varia com a quantidade e distribuição das precipitações anuais. As principais culturas são cana sacarina; banana; mandioca; batata doce; batata; hortaliças e fruteiras.

O rendimento das culturas regadas tem sido seriamente afectado por vários factores relacionados com a quantidade e qualidade da água sendo a rega praticada por métodos tradicionais com levadas em terra batida. As precipitações anuais são reduzidas e os recursos hídricos disponíveis são sobre-explorados ocorrendo intrusão salina na parte jusante do vale. A água explorada nesta área é de alta e muito elevada salinidade, de 750 a 5000 μS/cm. Como consequência da utilização de águas subterrâneas de má qualidade, salobras, ocorreu forte degradação do solo devido à sua salinização. Face aos escassos recursos disponíveis, é importante a análise de soluções alternativas de desenvolvimento. Para o efeito, analisam-se as condições que influenciam o regadio na bacia em estudo e avaliaram-se as necessidades de rega, nomeadamente através do balanço hídrico das culturas representativas recorrendo ao modelo ISAREG. São igualmente identificados os métodos de rega e discutidas opções para o seu melhoramento com aplicação às condições da Ribeira Seca Jusante. Analisam-se as condicionantes e as vantagens de cada um dos processos, concluindo-se que o recurso à rega por aspersão tem interesse muito limitado, que a rega localizada, nomeadamente por gotejamento é apenas solução para aloguns solos e culturas, orientando-se a escolha principal para a rega de superfície modernizada visando a lavagem e melhoramento dos solos afectados por salinidade. No entanto, para o efeito, é necessário construir uma série de barragens, em cascata, que permitam mobilizar os recursos de águas de superfície, bem como a construção de novas levadas e o melhoramento das existentes de forma a tornar possível deixar de utilizar os recursos subterrâneos degradados e passar a utilizar águas com qualidade satisfatória tanto para as culturas como para a recuperação dos solos.

PALAVRAS CHAVE: escassez de água, métodos de rega, necessidades de água, qualidade da água, salinidade.

1 - INTRODUÇÃO

Desde os tempos mais remotos que a rega é praticada no mundo. Nas regiões de clima semi-árido, como é o caso de Cabo Verde, a rega tem um papel fundamental na produção e rendimento agrícola. A rega tem permitido o desenvolvimento da agricultura e a fixação de populações em certas regiões de Cabo Verde, nomeadamente nas Ilhas de Santiago e Santo Antão, mas também tem criado condições que favorecem o processo de salinização e desertificação de algumas regiões antigamente conhecidas como vales agrícolas, como por exemplo a Baía, Ribeira Seca e Praia Baixo na Ilha de Santiago (Fig. 1). A rega em Cabo Verde depende fundamentalmente das precipitações, responsáveis pela recarga das reservas subterrâneas.

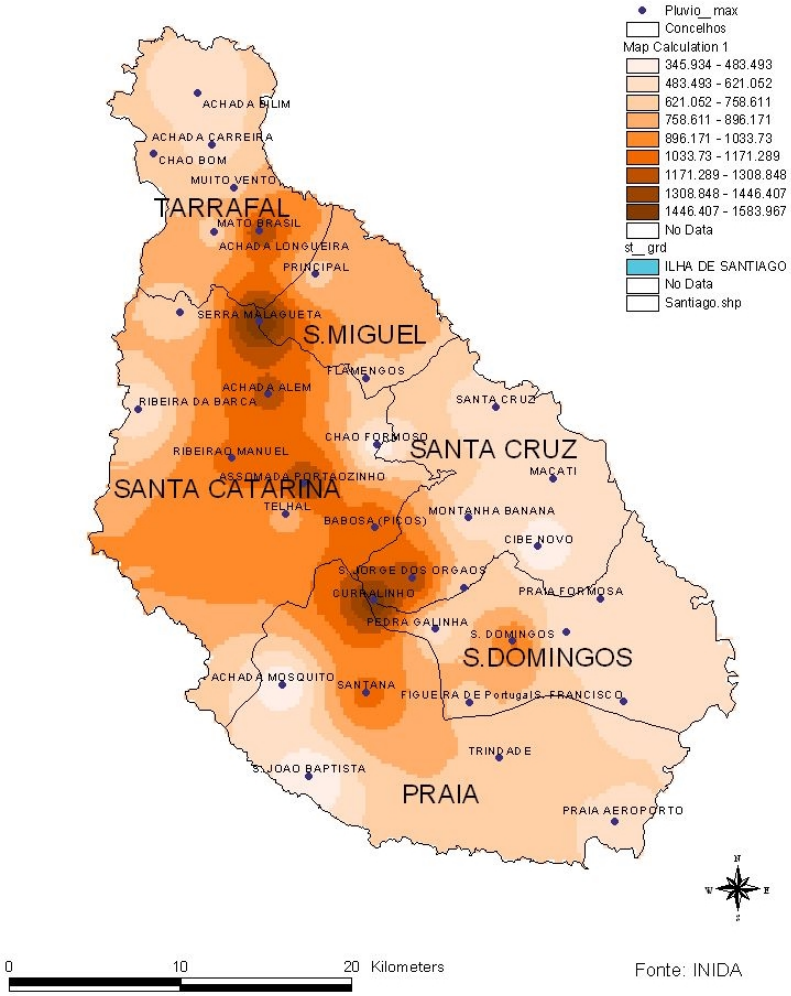


Figura 1 - Ilha de Santiago, com localização da Ribeira Seca no Concelho de Santa Cruz e carta de isoietas da precipitação máxima (Fonte: INIDA, Cabo Verde)

Dotações de rega adequadas às necessidades hídricas das culturas, entre outros aspectos, são fundamentais para o combate à salinização dos solos. O conhecimento das necessidades das culturas permite aumentar a eficiência de aplicação da rega, aumentar a produção por unidade de água aplicada, minimizar a drenagem de água de má qualidade, aumentar o controle de sais na zona radicular, reduzir a fracção de água adicionada a toalhas freáticas salinas e diminuir os custos de produção.

A Bacia Hidrográfica de Ribeira Seca é a mais importante do ponto vista da agricultura de regadio em Cabo Verde. Localiza-se na área nordeste da ilha de Santiago, entre o Pico de António e a

zona de Lagoinha, na proximidade de Pedra Badejo, e tem uma superfície de 71.5 km^2. Este estudo visa as sub-bacias sitas na Ribeira Seca Jusante (RSJ), concretamente as de Ribeira Seca, Montanha, Santa Helena e São Cristovão. A RSJ tem uma superfície de 38,57 km^2, possuindo uma área de regadio potencial de 505 hectares e uma área regada de 214 hectares (PDH, 2001), sendo a agricultura de regadio praticada nos vales aluvionares. A maior parte da água explorada no vale da Ribeira Seca é destinada ao regadio, praticado prinicipalmente pelo método tradicional e recorrendo a levadas em geral de terra batida. A superfície regada varia com a quantidade e distribuição das precipitações anuais. Nas épocas pluviais, de Julho a Outubro, podem observar-se manchas regadas em toda a bacia, mas as maiores concentrações localizam-se nos vales. As principais culturas praticadas são cana sacarina, banana, mandioca, batata doce, batata, hortaliças e fruteiras. O rendimento das culturas regadas tem sido seriamente afectado por vários factores, fundamentalmente a quantidade e qualidade da água de rega.

Desde os anos 70 que a agricultura neste vale vem perdendo a sua expressão devido sobretudo à escassez hídrica, tanto a nível das precipitações anuais como da quantidade e qualidade das reservas subterrâneas(salinidade). O crescimento demográfico em Cabo Verde é notável de ano para ano, e por isso é necessário haver um aumento dos níveis de produção agrícola. Tendo em conta que esta bacia é o "celeiro de Cabo Verde" dado a sua expressão do ponto de vista agrícola, e considerando o estado de degradação crescente a que está sujeita, torna-se imprescindível perceber as razões que têm inviabilizado os projectos de rega, de modo a mudar ou transformar o panorama actual, criando perspectivas de desenvolvimento compatíveis com esta região.

Este estudo tem como objectivo caracterizar o regadio na bacia da Ribeira Seca, essencialmente na RSJ, identificar os problemas principais, reconhecer as neccessidades de rega para as culturas principais e perspectivar alguns aspectos essenciais que podem contribuir para o desenvolvimento sustentável da rega, incluindo os aspectos que necessitam de estudos posteriores para aplicação na prática.

2 - CARACTERIZAÇÃO SUMÁRIA DO REGADIO NA BACIA DA RIBEIRA SECA

O regadio na Ribeira Seca (Quadro 1) está condicionado fundamentalmente pelo clima (elevada evapotranspiração e reduzida precipitação anual), solo, disponibilidade dos recursos hídricos e a sua qualidade, e factores sócio-económicos.

Segundo o estudo realizado pelo PDH (2001), as características demográficas da bacia hidrográfica da Ribeira Seca são os seguintes:

População	19263
Famílias	1765
Dimensão média da família	6
Taxa de analfabetismo	17 %
Taxa de analfabetismo dos chefes de família	31 %
Percentagem de famílias chefiadas por mulheres	43 %
Dimensão da amostra (famílias)	313

Os resultados acima mostram que existe grande pressão sobre a terra e, dadas as condições de escassez prevalecentes, também sobre a água, inclusivé para usos domésticos.

Quadro 1 - Distribuição das áreas ocupadas pela agricultura de regadio e de sequeiro, e suas potencialidades em termos de expansão.

Bacia Hidrográfica e Tributários	Superfície (Km^2)	Áreas Regadio (ha)	Áreas Potenciais de Regadio (ha)	Áreas de Sequeiro (ha)	Áreas Vocação Sequeiro (ha)
Montanha	**12.51**	**90**	**140**	**1160**	**520**
Mendes Faleiro Cabral	**25.50**	**54**	**86**	**2030**	**2020**
Ribeira Godim	4.79	10	34	470	
R. Mendes Faleiro (montante)	4.10	6	12	400	
Ribeira S. Critóvão	11.56	12	40	1160	
Ribeira Seca	**33.50**	**207**	**397**	**1930**	**1270**
R. Pico Antónia Laje	5.10	14	31	496	
Ribeira Santa Helena	2.14	1	12	213	
Ribeira Grande	6.01	11	22	590	
Ribeira Longueira	7.89	70	19	522	
Ribeira Seca (Restante)	12.36	111	313		
TOTAIS	**71.50**	**351**	**623**	**5904**	**4370**

Fonte: SECT-AGRI e informações locais, in PDH (2001).

A bacia hidrográfica da Ribeira Seca (Cunha, em Mota, 1980) é constituída por uma zona árida (clima do litoral) desde o mar até cerca de 100 a 150 m de altitude, outra semi-árida, que se desenvolve até Poilão, à cota dos 800 m, a partir da qual se desenvolve a área de transição para a zona sub – húmida, especificamente S. Jorge dos Órgãos, com clima sub – húmido seco, megatérmico, com grande excesso de água no verão e pequena concentração térmica – estival. Mais a montante ocorre uma zona sub – húmida que se prolonga até Pico de António, com clima de altitude. Esta forte variação da precipitação em espaço curto é visível na Fig.1 e é característica de climas insulares. Os valores médios anuais de algumas variáveis climatológicas realativas à Estação Meteorológica de São Jorge dos Orgãos (Fonte: INIDA) são os seguintes:

Duração da iInsolação média diária	6 h
Temperatura média diária	22 ºC
Precipitação anual	339 mm
Evaporação potencial anual	1510 mm
Humidade relativa média diária	75 %
Velocidade média diária do Vento a 2 m	1.3 m/s

Os solos da bacia hidrográfica da RSJ estão sujeitos a degradação devida à salinização em consequência da qualidade da água empregue na rega, à erosão e à extracção da areia nos leitos das ribeiras. A salinização é já o problema central destas terras irrigadas, motivada sobretudo pela água salobra com a qual se rega actualmente. Tendo em conta que nesta região ocorre elevada taxa de evapotranspiração e a drenagem é menos boa, ocorre salinização dos solos pela formação de uma toalha freática salina relativamente próxima da superfície do terreno, com acumulação de sais ao longo do perfil do solo.

A agricultura de sequeiro é predominante em toda a bacia, particularmente nas épocas pluviais (Julho a Outubro). A área irrigável não está sendo usada no seu potencial dado a reduzida disponibilidade hídrica, a problemática da intrusão salina e a gestão deficiente dos recursos hídricos existentes. As principais culturas de sequeiro desenvolvidas nesta região são o milho, feijão, batata doce, mandioca e feijão congo. A agricultura de sequeiro é em alguns casos consociada com fruteiras, destacando-se mangueiras, papaeiras e abacateiros.

Em toda a bacia podem observar-se manchas regadas, mas as maiores concentrações localizam-se no fundo dos vales, desde São Cristóvão, Santa Helena, Ribeira Seca, Ribeira de Montanha estendendo-se até às imediações da foz da Ribeira Seca. As principais culturas irrigadas praticadas no vale são milho, banana, cana de açúcar e culturas hortícolas (mandioca, couve, cebola, batata comum, batata doce, feijão verde, repolho, tomate e cenoura). A banana é a cultura mais importante do regadio. Embora o milho seja mais expressivo a nível do sequeiro, não deixa de ter sua importância no regadio. O milho e a banana são os pilares da alimentação em Cabo Verde. A cana de açúcar e as culturas hortícolas têm uma representação inferior relativamente às culturas anteriores, mas não deixam de ser indispensáveis na agricultura cabo-verdiana. Os rendimentos médios das culturas regadas são variáveis, dependendo fundamentalmente da quantidade e qualidade da água empregue na rega; características do solo; investimento preliminar da parte dos agricultores; o nível de alfabetismo e o nível económico do agricultor.

Das observações efectuadas no terreno (Quadro 2), constatou-se que existe sobre-exploração dos recursos hídricos na RSJ (INGRH, 1998, 1999). Porém, não se conhece o volume de água subterrânea disponível na região dada a complexidade das condições geológicas. O controlo da exploração dos poços superficiais e profundos é indispensável para reduzir ou combater a intrusão salina.

Observou-se (Quadro 2) que uma percentagem significativa da água explorada na RSJ apresenta elevada salinidade. Considerando a classificação comum da água para rega, tem-se como água de baixa salinidade 0 a 250 μS/cm; média salinidade – 250 a 750 μS/cm; alta salinidade – 750 a 2250 μS/cm e muito elevada salinidade 2250 a 5000 μS/cm. Pode concluir-se que praticamente toda a água explorada na Bacia Hidrográfica da Ribeira Seca é de alta e muito elevada salinidade, principalmente na região RSJ.

Quadro 2 - Pontos de Água Inventariados na Bacia Hidrográfica da Ribeira Seca

Localidades	Furo		Poço		Nascentes Número	Volume Total (m3/d)	Salinidade (μs/cm)
	Número	Volume (m3/d)	Número	Volume (m3/d)			
Ribeira Seca	***12***	***1713***	***36***	***2369***		***4082***	***853 a 10820***
Pico de Antónia	5	26	6	60	31	86	175 a 1494
João Teves			3	60	6	60	175 a 1494
Órgãos Pequeno	1	41	8	210	6	251	689 a 1170
Santa Helena			***4***	***60***		***60***	***689 a 1170***
Covada	1		2		1		
Pedra Janela			1	30	14	30	273 a 1405
Longueira	4	144	3	60	12	204	273 a 1405
Ribeirão Galinha	1	20	3	150	6	170	425 a 1487
Ribeira Montanha	***7***	***702***	***20***	***240***	***9***	***942***	***856 a 5490***
Ribeirão Almaço	2		3	30	2	30	856 a 5490
São Cristovão	***6***	***32***	***14***	***210***	***13***	***242***	***667 a 1950***
Godim	1		1		6		628 a 1267
Mendes Faleiro	***1***		***10***	***60***	***5***	***60***	***628 a 1267***
TOTAIS	**41**	**2.680**	**114**	**3.539**	**111**	**6.219**	

Fonte: INGRH (1999) Nota: As nascentes não foram quantificadas em termos de volume por serem insignificantes.

As medições de condutividade demonstraram um aumento gradual da salinidade de ano para ano. Apontam-se como principais razões a intrusão salina, a sobre-exploração das águas subterrâneas, apanhas de areia nas praias de Pedra Badejo, a escassez hídrica afectando a recarga; irregularidade na distribuição das precipitações anuais; afectando tanto a recarga como a procura, elevada taxa de evapotranspiração cultural; com efeitos sobre a procura, a que se acrescentam a deficiente drenagem dos solos irrigados e inadequada gestão da rega.

As precipitações são características das regiões áridas, pouco frequentes e de grande intensidade, portanto menos adequadas à agricultura, que idealmente requere precipitações frequentes e com intensidades inferiores à taxa de infiltração do solo. No Quadro 3 apresentam-se os valores das precipitações máximas observadas em períodos de 3 e 24 horas com períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 e 100 anos, as quais são geradoras de cheias importantes, não favorecem a recarga dos aquíferos e são causadoras de erosão (Costa, 1996).

Quadro 3 - Valores máximos da precipitação diária e de 3 horas na bacia de Ribeira Seca, Estação Meteorológica de São Jorge dos Orgãos (Moreno, 2000).

Precipitação (P)	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100
Pmax diária (mm)	139	183	245	296	350
Pmax 3h (mm)	24,9	28,7	33,7	37,6	41,4

A aplicação do Método SCS proporcionou o cálculo de hidrogramas de cheias com passo de tempo Δt=30 minutos (Figura 2) para os diferentes períodos de retornos considerados. Os valores dos correspondentes caudais de ponta apresentam-se no Quadro 4. Estes hidrogramas indiciam problemas para a regularização fluvial e torrencial e para o armazenamento superficial (MPCV, 1989) já que o escoamento se associa ao transporte de grande carga de sedimentos, o que diminui a vida útil das barragens. Resumindo, os recursos hídricos são escassos, as possibilidades de armazenamentosuperficial são reduzidas e caras, os aquíferos estão sendo sobre-explorados, a sua qualidade degrada-se e a sua recarga é insuficiente e difícil.

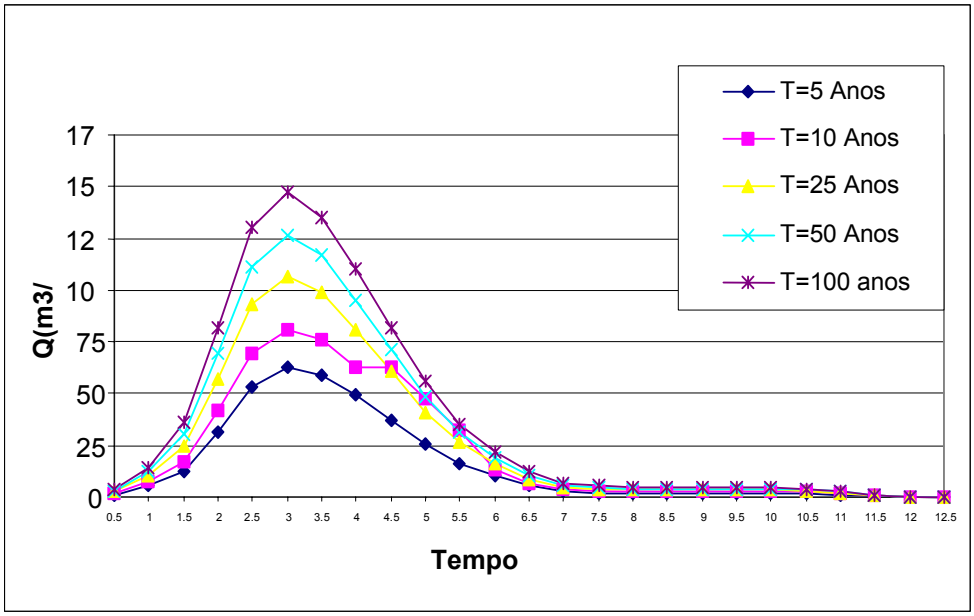


Figura 2 - Hidrogramas de cheia calculados pelo método SCS para precipitações de 3 horas em São Jorge dos Orgãos (Moreno, 2000)

Quadro 4 – Caudais de ponta de cheia resultantes das precipitações máximas observadas num período de tempo igual a 3 horas em São Jorge dos Orgãos (Moreno, 2000)

	Caudais (m3/s) para vários períodos de retorno (anos)				
	5	10	25	50	100
Método Racional	60,137	74,624	94,048	113,644	133,645
Método de SCS (CNII=81.20)	63,060	81,300	106,720	126,700	147,200

3 - NECESSIDADES DE REGA

Os conceitos relativos às necessidade hídricas das culturas tem vindo a ser analisados e actualizados pela FAO, em conformidade com os novos conhecimentos adquiridos e a experiência acumulada na sua aplicação em todo o mundo (Allen *et al.*, 1998; Pereira e Allen, 1999). As necessidades de água das culturas correspondem às quantidades de água, expressas em mm, necessárias para fazer face à água consumida através da evapotranspiração, considerando a cultura isenta de doenças, crescendo numa parcela extensa, sem restrições relativas à água e ao solo, incluindo a fertilidade, e atingindo a produção potencial para o ambiente onde são cultivadas. O uso consumptivo de água pelas culturas considera a influência das condições locais, nomeadamente a advecção, stress hídrico, má gestão do solo e da fertilidade, e inadequadas práticas culturais, sendo então definido como a quantidade de água expressa em altura [mm], utilizada efectivamente pelas culturas em resposta à evapotranspiração e às práticas agrícolas realizadas, de modo a atingir a produção real num ambiente especifico (Pereira e Allen, 1999). As necessidades hídricas das culturas igualam o uso consumptivo de água das culturas quando as culturas não estão sujeitas a qualquer "stress", hídrico ou cultural, e são inferiores às potenciais sempre que a cultura não seja cultivada em condições óptimas devido a inadequadas técnicas de cultivo, fertilização, controle de pragas e doenças, gestão da água, salinidade da água e do solo, ou a condições ambientais adversas relativamente à variedade escolhida.

As necessidades de rega correspondem à fracção das necessidade de água das culturas que não são satisfeitas pela precipitação, pela água armazenada no solo e pela ascenção capilar. As necessidades globais de rega incluem também a fracção de lavagem que deve ser adicionada em cúmulo com a dotação de rega para lavagem dos sais que se acumulem na zona radicular, bem como a fracção de água em excesso devida à não uniformidade e à ineficiência da rega, dependendo do sistema de rega, oportunidade das regas e características das redes de distribuição e transporte (Pereira e Allen, 1999).

A determinação das necessidades globais de rega foi efectuada pelo modelo ISAREG (Teixeira e Pereira, 1992). O ISAREG calcula as necessidades hídricas das culturas, executa o balanço hídrico do solo, determinando as necessidades de rega que satisfazem tais necessidades óptimas hídricas das culturas. Pode simular condições de stress hídrico e condições de cultivo não óptimas desde que o utilizador parameterize o cálculo da evapotranspiração cultural para tais condições. Em presença de salinidade, a nova versão de ISAREG permite obter as necessidades globais da rega considerando a fracção de lavagem e o impacto da salinidade no balanço hídrico do solo (Pereira *et al.*, 2003).

O ISAREG é um modelo de balanço hídrico do solo que simula a rega e o efeito que esta tem sobre o rendimento da cultura, considerando a constância dos restantes factores de produção. O ISAREG é um modelo simplificado uma vez que é considerado apenas o movimento vertical de água no solo. Este é considerado como um reservatório que cede ou recebe água conforme as entradas (precipitação, rega e ascensão capilar) são maiores ou menores do que as saídas (evapotranspiração, drenagem profunda e escoamento superficial). O volume máximo de água que em determinado instante está armazenado no solo e é disponível para as culturas denomina-se reserva utilizável do solo ou água disponível total, que pode ser calculado em função dos parâmetros característicos do solo e da profundidade do sistema radicular. Neste tipo de modelos só se considera a variação dos parâmetros com o tempo, sendo as condições de fronteira de fácil definição. Quanto às condições iniciais, apenas se exige o conhecimento de teor de humidade do solo no instante inicial.

O modelo ISAREG requere os seguintes dados:

1) Dados meteorológicos

- **Evapotranspiração de referencia, Eto** - determinada pela equação de Penmam–Monteith (Allen et al., 1998), calculada pelo programa EVAPOT.
- **Precipitação efectiva, Pe** - já que o modelo ISAREG permite calcular a precipitação em excesso, considerou-se o valor total da precipitação. No entanto, a precipitação efectiva poderia ser deduzida da precipitação total subtraindo a que é interceptada, o escoamento superficial e a água que se escoa por percolação para fora do sistema radicular. Faltam porém dados precisos que permitam tal cálculo.

2) Dados pedológicos

Em toda a área, predominam solos incipientes resultantes de depósitos de materiais aluvionares: Aluviossolos Modernos (Faria, 1970) e Fluvissolos Êutricos (FAO/UNESCO, 1968) de origem aluvionar: com composição granulométrica muito variável, predominando as texturas médias (franco e franco-arenoso) e as grosseiras arreia grosa, frequentemente com bastante pedregosidade (cascalho, pedras, calhaus e blocos), e de origem coluvionar que ocupam frequentemente o fundo do vale e as situações topográficas que se identificam com terraços e outras acumulações salientes dos sopés de vertentes, e possuem textura muito variável, também com elevada percentagem de elementos grosseiros e pedregosos. No entanto ocorrem casos de terraços recobertos por camada mais ou menos espessa de materiais finos, limo e argila. Em geral, estes solos proporcionam boas condições para o desenvolvimento das culturas de regadio praticadas na RSJ, incluindo hortícolas e fruteiras cuja expansão se prevê para o futuro (Constantino, 1984; Diniz e Matos, 1986). Para as simulações, na falta de melhor informação sobre as propriedades hidráulicas dos solos e de análises laboratoriais, considerou-se um solo homogéneo, correspondendo a uma única camada, com as características seguintes:

Textura: solo argilo-limoso, com 35% de limo, 55% de argila e 10% de areia

Profundidade: 0.5 m

Capacidade de campo, coeficiente de emurchecimento e água disponível total: CC = 0.480 mm/mm Ce = 0.272 mm/mm e TAW = 208 mm/m

3) Dados Culturais

Coeficientes culturais - adoptaram-se os valores corrigidos de Kc propostos pela FAO (Allen *et al.*, 1998) apresentados no Quadro 5.

Quadro 5 - Valores dos parâmetros culturais para as diferentes culturas regadas

Cultura	Kc		Altura máxima da cultura	Profundidade radicular mínima	Profundidade radicular máxima	p
	Kc mid	Kc end				
Milho (Grão)***	1,2	0,6-0,35	2	0,5	1	0,55
Banana**	1,1	1	3	0,5	0,9	0,35
Batata comum	1,15	0,75	0,6	0,4	0,6	0,35
Cebola (seco)	1,05	0,75	0,4	0,3	0,6	0,30
Feijão verde	1,15	1,1	0,8	0,5	0,7	0,45
Batata doce	1,15	0,65	0,4	1	1,5	0,65
Mandioca	0,8	0,3	1	0,5	0,8	0,35
Repolho	1,05	0,95	0,4	0,5	0,8	0,45
Couve	1,05	0,95	0,4	0,4	0,7	0,45
Cana de açúcar	1,25	0,75	3	1,2	2,0	0,65
Tomate	1,15	0,70-0,90	0,6	0,7	1,5	0,40
Cenoura	1,05	0,95	0,3	0,5	1	0,35

Fonte: Allen et al,. 1998

- ***Profundidade radicular*** - dado não haver disponibilidade de dados resultantes de observações em Cabo Verde, utilizaram-se os valores proposto pela FAO (Allen *et al.*, 1998) para regiões áridas.
- ***Fracção de água utilizável sem produzir stress hídrico, p,*** - permite definir a reserva facimente utilizável RFU e foi estimada conforme o Quadro 5.
- ***Coeficiente de resposta das culturas ao stress hídrico, Ky***, - permite estimar a quebra de produção em função de carências hídricas, foi adoptado conforme Correia (1998) para a ilha de Santiago (1,25).
- ***Duração das fases do ciclo vegetativo*** - conforme informação local, utilizaram-se os valores estimados pela FAO (Allen *et al.*, 1998).
- ***Teor de água à sementeira*** – estimado conforme informações locais.

Os parametros culturais foram corrigidos para as condições climáticas locais recorrendo ao programa KCISA (Rodrigues *et al.*, 2000).

A determinação das necessidades globais de rega foi efectuada pelo programa ISAREG para as culturas referidas no Quadro 5. Para maioria das culturas a plantação inicia-se entre Novembro a Março.O cálculo das necessidades de rega refere-se a condições óptimas de cultivo e não incluem as fracções de lavagem nem referentes às ineficiências dos sistemas de rega. Utilizou-se a série histórica real com 59 anos de observações tendo-se obtido as consequentes séries de necessidades hídricas e respectivas frequências (Quadro 6 e Figura 3).

Quadro 6 – Necessidades hídricas (mm) para as culturas de banana, milho, cana de açúca e hortícolas e respectivas frequências, F(X) = P(x≤...)

Ano	F(X) %	Banana	Milho (mm)	Cana (mm)	Hort (mm)	Ano	F(X) %	Banana	Milho (mm)	Cana (mm)	Hort (mm)
1	1,7	346	187	70	181	31	51,7	738	348	813	381
2	3,3	372	192	240	185	32	53,3	752	351	907	384
3	5	389	197	267	201	33	55	780	367	937	389
4	6,7	444	199	287	212	34	56,7	786	375	954	398
5	8,3	465	200	298	217	35	58,3	828	385	963	405
6	10	476	201	318	221	36	60	863	392	981	411
7	11,7	480	203	339	231	37	61,7	879	412	982	415
8	13,3	483	204	361	249	38	63,3	886	414	1003	424
9	15	501	205	402	255	39	65	911	416	1016	431
10	16,7	503	207	411	263	40	66,7	935	419	1020	439
11	18,3	535	207	415	268	41	68,3	982	419	1048	442
12	20	565	208	434	280	42	70	1008	420	1059	448
13	21,7	568	208	435	294	43	71,7	1016	433	1060	459
14	23,3	569	225	457	298	44	73,3	1033	451	1086	480
15	25	582	233	475	306	45	75	1064	454	1092	497
16	26,7	585	245	480	317	46	76,7	1114	494	1124	505
17	28,3	586	246	502	325	47	78,3	1114	521	1124	510
18	30	591	252	532	341	48	80	1167	529	1145	515
19	31,7	605	255	538	345	49	81,7	1226	546	1148	521
20	33,3	607	259	541	349	50	83,3	1239	567	1158	533
21	35	609	265	571	354	51	85	1252	600	1162	537
22	36,7	638	269	597	355	52	86,7	1301	624	1215	550
23	38,3	638	283	607	360	53	88,3	1316	633	1233	558
24	40	639	283	615	363	54	90	1348	643	1288	566
25	41,7	675	299	622	365	55	91,7	1351	679	1321	593
26	43,3	694	300	716	367	56	93,3	1354	703	1492	603
27	45	704	311	749	369	57	95	1530	726	1576	616
28	46,7	714	320	762	372	58	96,7	1553	806	1622	728

29	48,3	719	333	775	374	59	98,3	1573	826	1622	811
30	50	737	345	789	377	60					

Todos os cálculos se referem à Estação meteorológica é a de São Jorge dos Orgãos. O primeiro e o último ano da série observada são 1941/42 a 1959/60 respectivamente, a partir da qual se gerou uma série de 59 anos, conforme descrito em comunicação complementar desta. Considerou-se o ano hidrológico que vai de 01 de Julho a 30 de Junho, conforme as condições pluviométricas prevalecentes no arquipélago. As séries utilizadas eram de dados mensais. Os dados continham muito poucas falhas e foi utilizado o método de regressão linear simples para estimar os dados em falha.

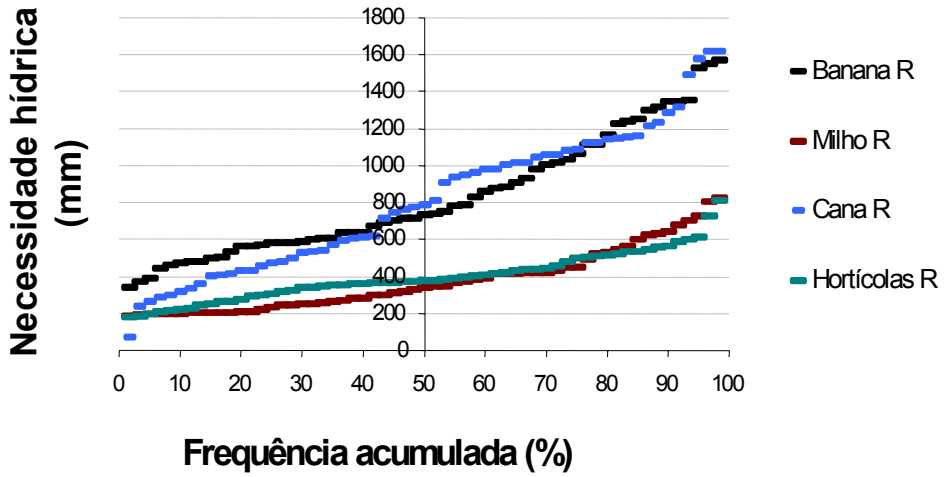


Figura 3 - Necessidades hidricas das culturas em S. Jorge do Orgãos (vd. Quadro 6)

As necessidades hídricas das culturas obtidas demonstraram um bom ajustamento à função distribuição normal. Os resultados mostram que as necessidades de água para rega variam num intervalo muito largo, principalmente para as culturas anuais, o que se deve à grande variabilidade interanual das precipitações, característica de clima árido e frequentemente afectado por secas.

4 - SISTEMAS DE REGA E RECURSOS DISPONÍVEIS

O método de rega tradicional é o de alagamento ou dos canteiros tradicionais, consistindo na inundação dos regos, canteiros ou caldeiras, em que a água é conduzida por gravidade até às parcelas a regar. Os canais de rega são normalmente de terra batida. No entanto existem algumas condutas revestidas a argamassa e tubos. Estima-se que mais de 80% de área total é regada pelo processo de alagamento usando canais de terra batida. Contudo, outras técnicas como a micro-irrigação têm vindo a desenvolver-se, destacando-se a rega gota-a-gota. A rega gota-a-gota tem a vantagem de economizar água, emprega-se em todos os tipos de terrenos, permite utilizar água com elevados teores salinos, economiza mão de obra, permite fertirrega mineral, que conduz a melhoria quantitativa e qualitativa da produção, emprega-se em qualquer condições, mormente em agricultara protegida, e tem baixo consumo de energia. No entanto apresenta como inconvenientes o entupimento dos gotejadores, custos elevados, e a acumulação de sais em regiões áridas na periferia do bolbo molhado. Este ultimo inconveniente é o mais preocupante para as condições locais.

Da exploração de furos e poços existentes na RSJ, extraíam-se diariamente cerca de 5.400 m^3 de água, usadas nas de actividades de regadio, uso doméstico e abeberamento de animais. Do estudo realizado das necessidades hídricas das culturas temos que para ano muito seco, com 98,3% de probabilidade de não excedência, as necessidades hídricas anuais são

banana	1573 mm,
milho	826 mm,
cana de açúcar	1622 mm
culturas hortícolas	811 mm.

As disponibilidades referem-se a um valor de 5266 m^3/dia na RSJ (Santa Helena, S. Cristóvão, Ribeira de Montanha e Ribeira Seca) e a área a regar é de 505 ha ou seja as disponibilidades correspondem a pouco mais do que 10 m^3/ha/dia. Como a ET das culturas em peíodo de ponta ronda 6 mm/dia não há possibilidade de satisfazer a área potencial. Para a área actual, 214 ha a disponibilidade é de apenas cerca de 2.5 mm/dia o que indicia que a rega se pratica de forma deficitária, longe de permitir atingir as produções potenciais. Acresce que a água de rega é frequentemente salobra e os solos se estão salinizando. Para que as consequências sejam minmizadas é necessário adoptar uma distribuição de culturas que ocupe o solo de forma tal que as necessidades de rega sejam satisfeitas escalonadamente ao longo do ano e adoptando calendários de rega adequados, com atenção aos períodos críticos em que os défices mais afectam a produção. Além disso, é necessário adoptar sistemas de rega que conduzam aos melhores desempenhos e minimizem as perdas e desperdícios de água. Acresce o problema do controlo da salinidade que requere a adopção de métodos que preservem a zona radicular das culturas.

No sentido de melhorar as condições da agricultura, foram elaboradas e difundidas fichas de culturas (MAP CPDA/INIDA,.2003a, b, c) para conselho aos agricultores incluindo informação sobre a tolerância à salinidade (Quadros 7 e 8). É fundamental que a escolha das culturas tenha em conta a qualidade da água. Pode-se verificar que a maioria das culturas hortícolas praticadas na RSJ é sensível ou muito sensível à salinidade o que constitui problema enorme para a sustentabilidade do regadio actual dada a inferior qualidade das águas disponíveis.

Quadro 7 - Tolerância à salinidade e ao boro na água da rega de algumas culturas praticadas em Cabo Verde (MAP CPDA/INIDA,.2003a, b, c).

	Redução prevista para produção em função da salinidade Ece e ECw							
	0%		10%		20%		50%	
	ECe	ECw	ECe	ECw	ECe	ECw	ECe	ECw
Beterraba	4,0	2,7	5,1	3,4	6,8	4,5	9,8	6,4
Tomate	2.5	1.7	3.5	2.3	5.0	3.4	7.6	5.0
Pepino	2.5	1.7	3.2	2.2	4.4	2.9	6.3	4.2
Couve	1.8	1.2	2.8	1.9	4.4	2.9	7.0	4.6
Batata comum	1.7	1.1	2.5	1.7	3.8	2.5	5.9	3.9
Batata doce	1.5	1.0	2.4	1.6	3.8	2.5	6.0	4.0
Pimentão	1.5	1.0	2.2	1.5	3.3	2.2	5.1	3.4
Alface	1.3	0.9	2.1	1.4	3.2	2.1	5.2	3.4
Rabanete	1.2	0.8	2.0	1.3	3.1	2.1	5.0	3.4
Cebola	1.2	0.8	1.8	1.2	2.8	1.8	4.3	2.9
Melão	2.2	1.5	3.6	2.4	5.7	3.8	9.1	6.1
Cenoura	1.0	0.7	1.7	1.1	2.8	1.9	4.6	3.1
Feijão	1.0	0.7	1.5	1.0	2.3	1.5	3.6	2.4
Morango	1.0	0.7	1.3	0.9	1.8	1.2	2.5	1.7

Ece – Condutividade eléctrica de uma amostra de pasta do solo saturada (em mmhos/cm a 25ºc)
Ecw – Condutividade eléctrica da água de rega (em mmhos/cm a 25ºc)

Quadro 8 - Grau de sensibilidade à salinidade de algumas culturas hortícolas praticadas na RSJ (MAP CPDA/INIDA,.2003a, b, c).

Muito sensíveis	Sensíveis	Medianamente sensíveis	Pouco sensíveis	Extremamente resistentes
Alface	Batata comum	Beterraba	Beterraba sacarina	Tamareira
Cebola	Batata doce	Melão		
Cenoura	Couve			
Feijoeiro	Espinafre			
Morangueiro	Fava			
Pimento	Milho			
Rabanete	Pepino			

Perspectivam-se algumas hipóteses para alteração dos sistemas de rega na RSJ. A primeira diz respeito à substituição da rega por gravidade pela da rega localizada, miniaspersão em pomares e gota-a-gota para as restantes culturas.

Quando se usa um sistema de miniaspersão em pomares, as folhas das árvores mais sensíveis não ficam sujeitas à toxicidade dos sais transportados na água de rega salina. Este sistema de rega possibilita bom humedecimento do solo e permite a lavagem dos sais na zona radicular. Quando se utiliza a rega gota-a-gota é possível a rega de muitas culturas com diferentes graus de sensibilidade à salinidade, até com a águas de salinidade muito elevada desde que o bolbo molado onde se desenvolvem as raízes seja mantido húmido. Os sais são transportados para a periferia do bolbo, onde se acumulam (Fig. 4). Em condições de salinidade elevada, há que adoptar técnicas adequadas de cultivo de forma a que os sais não voltem ao bolbo quando as condições de potencial se invertem por secagem daquele. Nestas condições é necessário proceder à lavagem dos sais no início de cada período de rega. Forçosamente a rega deverá ser frequente para contrariar qualquer fluxo ascendnte que transporte os sais para a zona radicular. Porém, a microrrega requer fortes investimentos em equipamento, alta tecnologia, nomeadamente em termos de apoio aos utilizadores, capacidade de manutenção dos sistemas incluindo o apoio pós-venda, e energia.

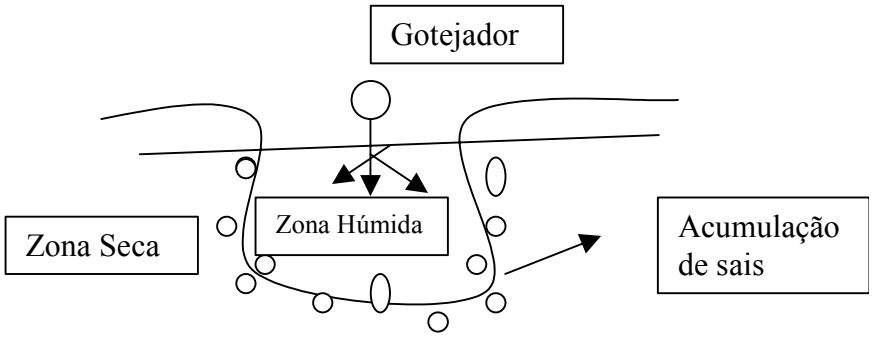


Figura 4 - Acumulação de sais no solo com a rega gota-a-gota, quando se utiliza águas com elevado teor salino.

A hipótese de abandono da rega por gravidade em favor da rega por aspersão não é geralmente viável. Não só esta rega não se adapta à aplicação de águas salinas como é sujeita a elevadas perdas por evaporação e de transporte pelo vento em climas áridos (Pereira *et al.*, 2002).

Finalmente, resta a hipótese de melhorar os sistemas de rega por canteiros existentes. De facto, os canteiros adaptam-se bem a rega com águas salinas, não promovem o contacto das folhas com a água, e permitem boa lavagem dos sais, tanto mais quanto mais uniforme for a ditribuição da água no

canteiro. Além disso não requerem investimentos em equipamentos nem em energia. Poreém requerem investimentos em nivelação do terreno, condição essencial para a boa uniformidade e desempenho da rega, podendo atingir-se eficiências de aplicação muito altas, semelhantes às da microrrega (cerca de 90%), superiores à aspersão (Pereira e Trout, 1999). A poupança de água em culturas que não cobrem totalmente o solo é mais difícil que em gota a gota ou micro-aspersão mas possível, caso da rega por caldeiras com distribuição por tubos. Neste caso os sais acumulam-se na periferia da caldeira, nomeadamente à superfície. No caso de culturas que cobrem completamente o terreno a rega deficitária com águas salinas e solos salinizados é extremamente difícil em qualquer condição mas quase impossível se as culturas forem cultivadas em camalhões armados nos canteiros ou no caso de sulcos curtos porque será neles que os sais se vão acumular. Portanto seria necessário adoptar canteiros à rasa ou plantar no fundo dos sulcos como se pratica nos oásis, o que nem sempre se adequa a todas as culturas nem corresponde à tradição local. Porém, mesmo em gota a gota, é difícil combinar a rega deficitária com o controlo de sais. A verdade é que a lavagem dos sais é prioritária e, portanto, não pode ser secundarizada relativamente à poupança de água.

A lavagem dos sais coloca outra questão, a da drenagem, sem a qual não é possível retirar os sais transportados pela água que percolou para além da zona radicular em controlar as toalhas fráticas suspensas referidas atrás.

Igualmente importante é a modernização dos sistemas de distribuição da água à parcela, tanto pelo seu revestimento para evitar infiltração, como no que se fere à gestão visando evitar perdas operacionais e, sobretudo, adequação da distribuição à procura. Esta modernização é referida embora o trabalho se limite a indicar que a maioria da distribuição se faz por levadas em terra sem regulação e não tenha abordado com melhor detalhe as consequências de tais sistemas. Trata-se de questão importante em condições de escassez porque permite evitar perdas e desperdícios e, sobretudo, porque permitir a adopção de calendários de rega adequados às culturas e que permitem maximizar a produção e a produtividade da água (Pereira *et al.*, 2002).

As soluções a ser encontradas passam forçosamente por desenvolvimentos locais e não podem ser cópia do que se faz em outros países. Terão que ser encontradas soluções tendo em conta as potencialidade agrícolas e naturais da RSJ. Por isso considera-se a possibildade de adoptar um sistema de rega baseado na regularização da torrencialidade dos cursos de água que proporcione a infiltração e o armazenamento da água ao longo do vale. Recorrendo a esta regularização é possível fazer a derivação controlada das cheias para infiltração em canteiros e, assim, proporcionar a lavagem dos sais pelo processo de inundação por canteiros, como se referiu acima. Para tanto é necessária a construção de sucessivos diques que façam diminuir a velocidade da água, criem pequenos armazenamentos em cascata, e produzam a elevação do nível da água de forma a derivar esta para um canal mais elevado do que actualmente a partir do qual a água pode ser distribuída aos canteiros, infiltrar-se e lavar os sais e/ou contribuir para a recarga dos aquíferos. Naturalmente, o sucesso de um tal sistema dependerá da capacidade de gestão do sistema, de forma a que a recarga não venha a fazer-se só com água de baixa qualidade. A reformulação dos sistemas de cultura é igualmente necessária em linha com o indicado atrás.

Para o efeito, estão em em estudo várias acções (Projecto de Protecção da Zona Costeira da Ribeira Seca, a cargo requerido pelo INIDA da equipa de Recursos Hídricos/CAS/Infra-estruturas e INIDA) de que se destacam:

i) Construção de 21 diques desde Macati até Lagoinha, trata-se de 10 barragens de correcção torrencial e de 11 diques para derivação de água para levadas argamassadas para distribuição às propriedades agrícolas.

ii) Construção de 1000 m de muros e levadas revestidas, que poderão ser construídos ao longo de ambas as margens da ribeira em ligação com os muros antigos já existentes. Os terrenos que são naturalmente alagados anualmente pelas cheias não terão os diques de derivação, dados que não apresentam problemas de salinidade.

iii) Apoio aos agricultores na construção de levadas de terra, canais principais e secundários, que conduzem a água às propriedades afectadas por salinidade.

iv) Reconstrução das dunas na praia de Pedra Badejo e protecção/promoção da antiga Lagoinha para protecção dos terrenos agrícolas do litoral.

v) Criação de alternativas para o combate a extracção de areia na praia de Pedra Badejo para protecção do aquífero.

vi) Proteção de algumas encostas contra o a erosão acelerada, nomeadamente com introdução de espécies florestais, forrageiras e espécies com utilidade alimentar como o caso de feijão congo (PAFN, 1991; Moreno, 1996).

5 - CONCLUSÃO

Os estudos a que se refere o presente artigo mostram que a bacia da Ribeira Seca se confronta com gravissimos problemas para a sutentabilidade do regadio, meio de vida importante para as populações locais. De facto, da conjugação da aridez do clima e secas frequentes com a sobre-exploração das águas subterrâneas e a destruição da sua protecção natural pela extracção de areias, resultam a insuficiência de água para rega, a salinização das águas subterrâneas e a degradação do solo, conduzindo a reduzida área regada a que as culturas regadas sejam afectadas por stress hídrico e salino, consequentemente com produtividade muito baixa. A adopção de novos métodos de rega não é solução para o problema, que não se baseia em questões de desempenho dos sistemas de rega mas em desertificação induzida pelo homem.

Para contrariar as dotações de rega insuficientes, nomeadamente para a lavagem de sais no perfil do solo na zona radicular é necessário encontrar fontes alternativas de água, tanto mais que conjugar rega deficitária com controlo da salinidade e regando com águas salinas é tarefa contraditória e impossível. Para tanto considera-se apropriada a reguilarização da ribeira, a criação de uma cascata de reservatórios e de derivações para levadas que levem a permitir o uso das águas de cheia para inundação das terras regáveis de forma criar condições de infiltração favoráveis à recarga dos aquíferos, à lavagem dos sais e à disponibilização de água para as culturas. Naturalmente, as infraestruturas em questão devem ser acompanhadas de adequada gestão da água e da terra, nomeadamente em termos de sistemas culturais adequados às limitações naturais e ao processo de melhoramento ambiental.

BIBLIOGRAFIA

ALLEN R. G., PEREIRA L.S. RAES D., SMITH M., 1998. *Crop Evapotranspiration Guidelines for Computing Crop Water Requirements*. FAO Irrig. and Drain. Paper Nº 56, FAO, Roma.

CONSTANTINO A.T.,1984. *Os solos e a aptidão das terras para o regadio*. Centro de Estudos Agrários, Republica de Cabo Verde.

CORREIA E., 1998. *Condições pluviométricas para a cultura de milho na Ilha de Santiago (Cabo Verde)*. Ministério da Ciência e Tecnologia – Instituto de Investigação Cientifica Tropical.

COSTA F.E. LAGOS, 1996. - Processos erosivos actuais na bacia da Ribeira Seca, Separata de *Garcia de Horta*, Lisboa.

DINIZ, A. CASTANHEIRA, G. C. MATOS, 1986. C*arta de zonagem agro-ecológica e da vegetação de Cabo Verde*. Lisboa.

FARIA, F. XAVIER,. 1970. - Os solos de Santiago, *Estudos, Ensaios e Documentos* nº 124, Junta de Investigações do Ultramar, Lisboa.

MOTA, A GOMES, 1980.- *A Hidrogelogia de Santiago.* MAAA – Praia.

INGRH, 1998. *Relatório do estudo realizado na bacia da Ribeira Seca. Contribuição para o projecto Plano Desenvolvimento Hidráulico da Ribeira Seca*. Instituto Nacional de Gestão dos Recursos Hídricos, Republica de Cabo Verde.

INGRH, 1999. *Inventário dos pontos de água da bacia hidrográfica da Ribeira Seca*. Instituto Nacional de Gestão dos Recursos Hídricos, Republica de Cabo Verde.

INGRH, 2001. *Plano desenvolvimento hidráulico da bacia da Ribeira Seca PDH,* Instituto Nacional de Gestão dos Recursos Hídricos, República de Cabo Verde.

MAP CPDA/INIDA,.2003a. *Fichas sinópticas das variedades hortícolas e fruteiras em Cabo Verde*. FAOGCP/CVI/036/NET, República de Cabo Verde.

MAP CPDA/INIDA,.2003b. *Fichas técnicas das culturas hortícolas rm Cabo Verde.* FAOGCP/CVI/036/NET, República de Cabo Verde.

MAP CPDA/INIDA,.2003c. *Fichas técnicas sobre as principais fruteiras em Cabo Verde.* FAOGCP/CVI/036/NET, República de Cabo Verde.

MPCV, 1989. *Relatório Final da Missão Portuguesa à Republica de Cabo Verde, Ilha de Santiago. Estudo dos locais favoráveis para captação das águas de superfície e para construção de barragens* – 1ª Fase.

MATIAS, P.G., 1997. *Conservação de solo e da água. Complementos de Hidrologia*, Texto de Apoio às Aulas Práticas I, ISA/DER, Lisboa.

MONTEIRO, E. ,1993. *Recursos Hídricos das Ilhas de Cabo Verde*. INGRH, Cabo Verde.

MORENO, Â.M.P.B.V. 1996. *Conservação de Solo e Água*, *Estudos da Bacia Hidrográfica de Fontes Almeida*. Centro de Formação INIDA, Santiago, Republica de Cabo Verde.

MORENO, Â.M.P.B.V., 2000. *Estudo do comportamento hidrológico da bacia hidrográfica da Ribeira Seca, Trindade e S. Domingos, Ilha de Santiago, Cabo Verde*. Instituto Superior de Agronomia, Lisboa.

PAFN, 1991. Plano de Acção Nacional Florestal Programme des Nations Unies pour le Developpement, Organisation Météorologique Mondiale.

PEREIRA, LS, ALLEN, RG, 1999. Crop Water Requirements. In: HN van Lier, LS Pereira, FR Steiner (Eds.) *CIGR Handbook of Agricultural Engineering, Vol. I: Land and Water Engineering*, ASAE, St. Joseph, MI: 213-262.

PEREIRA, LS, TROUT, TJ, 1999. Irrigation Methods. In: HN van Lier, LS Pereira, FR Steiner (Eds.) *CIGR Handbook of Agricultural Engineering, Vol. I: Land and Water Engineering,* ASAE, St. Joseph, MI: 297-379.

PEREIRA, LS, CORDERY, I, IACOVIDES, I, 2002. *Coping with Water Scarcity*. UNESCO IHP VI, Technical Documents in Hydrology No. 58, UNESCO, Paris, 267 p. (disponível em: http://unesdoc.unesco.org/images/0012/001278/127846e.pdf).

RODRIGUES, P.N., PEREIRA, L.S., MACHADO, T.G., 2000. KCISA, a program to compute time averaged crop coefficients. Application to field grown vegetable crops. In: M.I. Ferreira and H.G. Jones (eds) *Proceedings of the 3rd International Symposium on Irrigation of Horticultural Crops. ISHS*, *Acta Horticulturae* Nr. 537, Leuven, vol. I, pp. 535-542.

TEIXEIRA, J.L., PEREIRA, L.S., 1992. ISAREG – An Irrigation scheduling model. *ICID Bulletin 41 (2)*, pp.29-48.

COMPORTAMENTO HIDRODINÂMICO DE AQUÍFEROS FISSURADOS E SUA IMPORTÂNCIA PARA A GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS SUBTERRÂNEOS

Alberto S. LIMA[(1)]; Manuel O. SILVA[(2)]; Ana Carla V. OLIVEIRA[(1)]
[(1)] Departamento de Ciências da Terra, Universidade do Minho, 4710-057 Braga, Portugal, aslima@dct.uminho.pt
[(2)] Departamento de Geologia, Faculdade de Ciências de Lisboa, Campo Grande, 1700 Lisboa, mosilva@fc.ul.pt

RESUMO

Neste trabalho faz-se uma caracterização hidrodinâmica da região do Minho (NW de Portugal), através da interpretação de hidrogramas de nascentes e de ensaios de caudal. Na região estudada predominam rochas cristalinas, essencialmente granitos e formações metassedimentares (xistos).

Os valores dos coeficientes de esgotamento (α) das nascentes oscilam entre $1e^{-3}$/dia e $4e^{-2}$/dia. A produtividade das nascentes apresenta uma forte variabilidade sazonal, com razões "caudal máximo/caudal mínimo" a oscilar entre 1,4 e 32,7.

Nos ensaios de caudal, identificaram-se dois efeitos principais: efeito de esvaziamento e efeito de drenagem diferida. O comportamento hidrodinâmico das captações ao longo dos ensaios é variável, pelo que se obtêm diferentes valores de transmissividade em função do tempo de extracção. Um dos ensaios efectuados foi interpretado com base no conceito de "poço estendido", tendo sido possível delinear a orientação da estrutura produtiva. Em casos não raros, ocorrem, para determinados tempos de extracção, rebaixamentos bruscos, denotando um esvaziamento total dos níveis produtivos, ainda que temporário. Os valores de transmissividade são muito variados, oscilando entre 0,2 m^2/dia e 80 m^2/dia nos granitos e entre 1 m^2/dia e 80 m^2/dia nos xistos. Em termos medianos, obtiveram-se valores de 1,4 m^2/dia e de 3,3 m^2/dia, respectivamente para granitos e xistos.

O comportamento hidrodinâmico descrito mostra que as peculiaridades destes aquíferos constituem importante factor a considerar na gestão dos recursos hídricos subterrâneos destes meios, cuja exploração, na região, tem sido incrementada nos últimos tempos, não só para produção de água de abastecimento doméstico, mas também na indústria do engarrafamento e do termalismo.

PALAVRAS-CHAVE: aquíferos fissurados; hidrodinâmica; Minho; hidrogramas; gestão de recursos hídricos.

1 – INTRODUÇÃO

A gestão dos recursos hídricos subterrâneos passa por um rigoroso conhecimento do funcionamento hidrogeológico dos sistemas aquíferos de modo a que a sua exploração possa ser feita de forma sustentada. A heterogeneidade e a anisotropia inerentes aos aquíferos fissurados constituem uma dificuldade acrescida na quantificação dos diferentes parâmetros hidráulicos, indispensáveis para a sua modelação.

Como se depreende dos trabalhos de LIMA (1994) e LIMA (2001), a região do Minho (Figura 1) apresenta importantes recursos hídricos subterrâneos que têm vindo a ser explorados, não só para o abastecimento domiciliário, mas também na indústria do engarrafamento e do termalismo. No entanto, o aproveitamento destes recursos tem sido feito sem o devido conhecimento das condições hidrogeológicas, sendo, portanto, frequentes situações de conflito entre necessidades e recursos.

Neste trabalho, faz-se uma caracterização hidrodinâmica da região do Minho, através da interpretação de hidrogramas de nascentes e de ensaios de caudal. Desta forma, pretendemos contribuir, não só para o desenvolvimento do conhecimento hidrogeológico destes ambientes peculiares, mas também para a definição de uma estratégia de exploração sustentada dos recursos hídricos subterrâneos desta região.

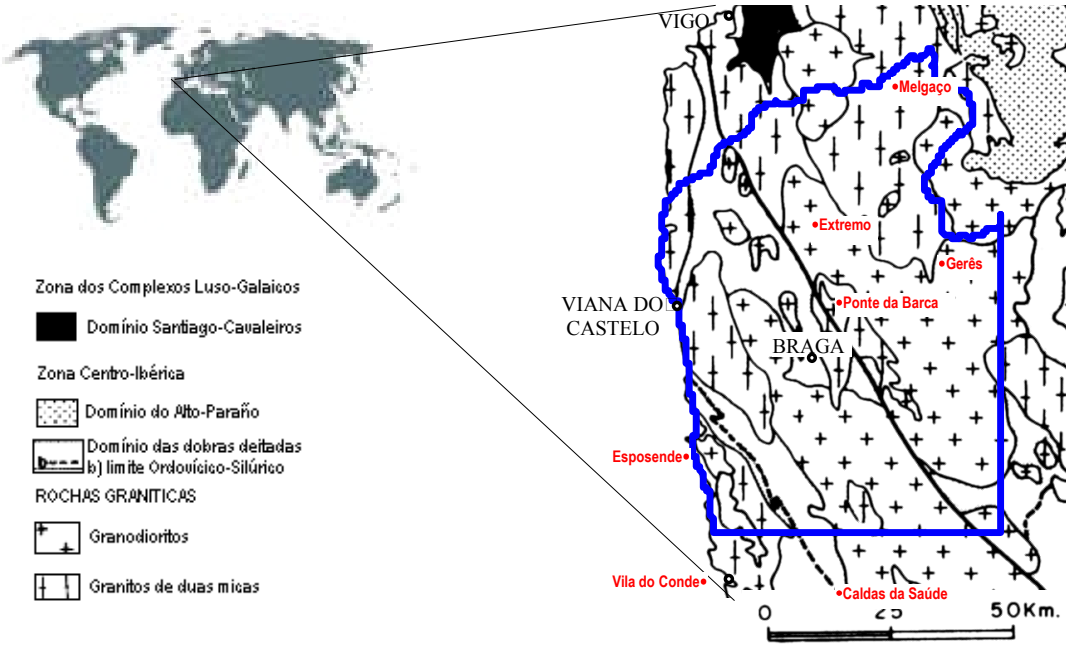


Figura 1 Localização e geologia da área estudada (polígono azul). Esquema adaptado de DIAZ GARCIA (1992).

2 – GEOLOGIA

A área suporte deste estudo localiza-se na Zona Centro – Ibérica (ZCI) do Maciço Hespérico e é constituída, predominantemente, por granitóides e metassedimentos. A instalação dos granitóides parece ter estado subordinada à zona de cisalhamento de Vigo – Régua, como sugerem os

alinhamentos definidos pelos seus afloramentos. Contrastando com o NW da ZCI, nesta região prevalecem os granodioritos, em detrimento dos granitos de duas micas (Figura 1).

A região foi muito afectada pela fracturação tardi-varisca, predominando as rupturas NNE-SSW a ENE-WSW e NW-SE que, no conjunto, recortam os maciços graníticos, formando blocos mais ou menos individualizado, mas definindo patamares paralelos à linha de costa. As mais altas cotas correspondem a planaltos descontínuos, preservados no topo destes blocos, podendo atingir-se altitudes da ordem dos 1500 m.

Os mantos de alteração das rochas graníticas e metassedimentares, com profundidades médias de aproximadamente 15 m, têm carácter descontínuo, uma vez que estão fortemente dependentes do grau de fracturação das rochas.

3 – HIDROGRAMAS

Nesta parte do estudo procedeu-se à monitorização da produtividade de nascentes e furos com artesianismo repuxante, tendo sido analisados os seus hidrogramas, em particular os períodos de recessão. A selecção destes pontos de água perseguiu o objectivo de abranger as principais fácies graníticas e vários tipos hidroquímicos. Por isso, além das águas mais comuns da região, foram também contempladas algumas ocorrências hidrominerais, como as Termas de Melgaço, as Termas de Caldelas e Caldas do Gerês. De seguida, apresentamos os dados pelos sectores estudados: Melgaço, Extremo, Ponte da Barca-Gerês, Braga e Caldas da Saúde.

3.1 – Melgaço

No sector de Melgaço foram estudadas duas nascentes de água gasocarbónica (M1 e M2). Como se observa nos hidrogramas da Figura 2, os coeficientes de esgotamento (α) médios de M1 e M2 são relativamente semelhantes, embora a recessão de M1 seja ligeiramente inferior.

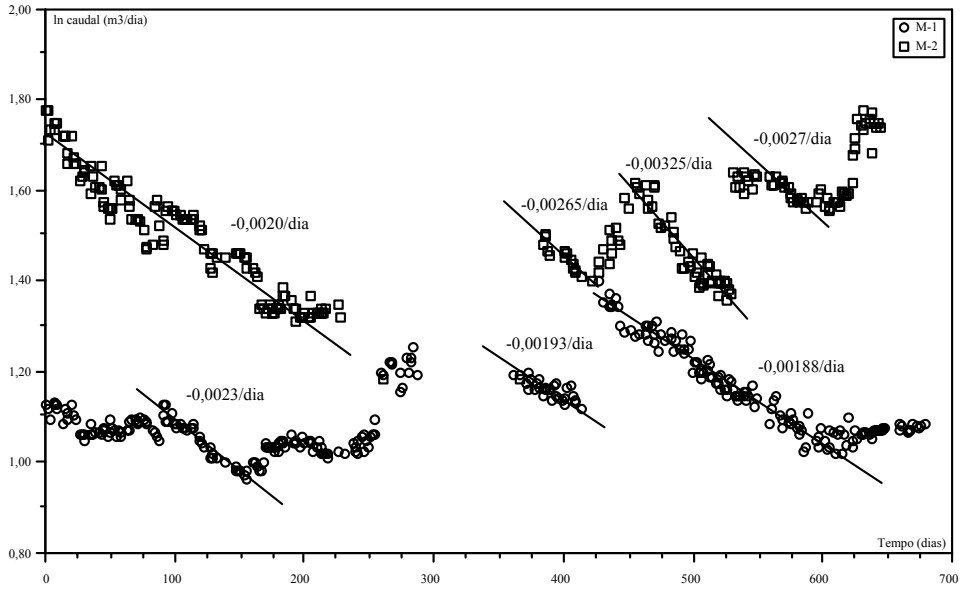


Figura 2 Hidrogramas das nascentes M1 e M2 do sector de Melgaço relativos ao período de 6 de Fevereiro de 1996 a 17 de Dezembro de 1997 e respectivos coeficientes de esgotamento.

Considerando os caudais máximos registados no período em análise, obtêm-se volumes máximos de água armazenada acima do nível de descarga de 2030 m^3 e 2630 m^3, respectivamente para M1 e M2, admitindo-se, por isso, que esta última registe um contributo de um nível produtivo

ausente em M1, cuja participação rondará 20% do caudal total de descarga. A relação entre os caudais máximos e mínimos é de 1,637 para M1 e 2,845 para M2. Dado que a cota de emergência desta última é superior à da primeira, é possível que as diferenças hidrodinâmicas se devam à presença de níveis ou estruturas com maior permeabilidade na zona mais superficial.

De salientar que a variação dos caudais ao longo do tempo é acompanhada de variações do quimismo das águas, particularmente no que respeita ao carbono inorgânico total, pelo que a exploração deste recurso hidromineral está condicionada pelo comportamento hidrodinâmico do aquífero.

3.2 – Extremo

Na freguesia de Extremo, concelho de Arcos de Valdevez, foram monitorizadas quatro nascentes: E1, E2, E3 e E4. Estes pontos de descarga ocorrem em ambiente geológico diversificado, verificando-se a presença de granitos de duas micas de grão grosseiro a médio e de grão fino e metassedimentos silúricos. Estas litologias encontram-se, localmente, percorridas por filões de quartzo.

A análise dos hidrogramas da Figura 3 põe em evidência dois grupos de nascentes: um, constituído por E1 e E3 e o outro, por E2 e E4. Esta identidade hidrodinâmica é acompanhada de similitude litológica. De facto, as primeiras drenam a partir de terrenos graníticos, enquanto que as segundas estão associadas a xistos ou a contactos xisto/granito, pelo que parece razoável admitir que o esgotamento nos granitóides seja mais lento.

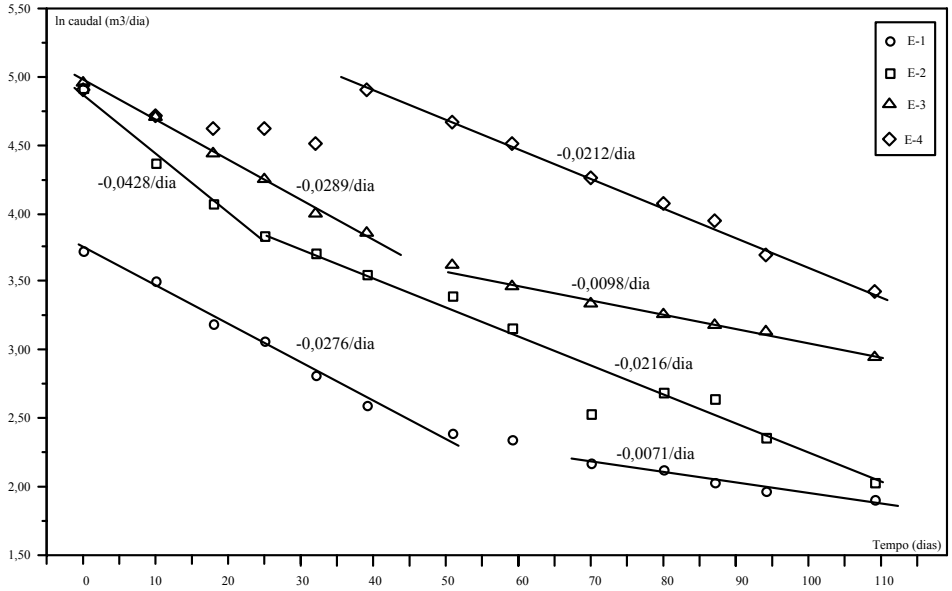


Figura 3 Hidrogramas das nascentes do sector de Extremo relativos ao período entre 5 de Maio e 28 de Outubro de 1998 e respectivos coeficientes de esgotamento.

Em todas as nascentes, à excepção de E4, é possível identificar dois comportamentos distintos durante a recessão, sendo o início do esgotamento invariavelmente mais rápido do que o final. Este aspecto é de grande importância em períodos de seca prolongada, uma vez que as nascentes asseguram um débito, ainda que modesto, durante mais tempo.

De um modo geral, em todas as nascentes deste sector, verifica-se que a temperatura e a condutividade eléctrica da água exibem comportamentos semelhantes entre si e inversos ao do caudal A título de exemplo, apresenta-se na Figura 4 a variação destes três parâmetros em E1. Como se observa, esta nascente apresenta uma quebra acentuada na evolução da temperatura e da condutividade a partir de 2 de Setembro de 1998 que se traduz por um aumento brusco dos respectivos valores. As observações de campo mostram que este fenómeno deverá estar relacionado

com um incêndio que ocorreu naquela área nos finais do mês de Agosto de 1998, tendo a precipitação dos primeiros dias de Setembro provocado uma ligeira recarga. De facto, há um ligeiro aumento de caudal a partir de 2 de Setembro, acompanhado de um forte incremento na condutividade eléctrica da água. Esta variação pode ser explicada por uma rápida recarga através de estruturas muito permeáveis, encontrando-se a água de infiltração enriquecida em sais provenientes das cinzas do referido incêndio. Estes dados sugerem que, pelo menos em parte, a recarga destes aquíferos é feita directamente através de fluxos preferenciais e não apenas mediante fluxo tipo pistão. A conclusão semelhante chegaram SUKHIJA *et al*. (2003) num estudo desenvolvido em granitos fracturados e meteorizados do centro e sul da Índia.

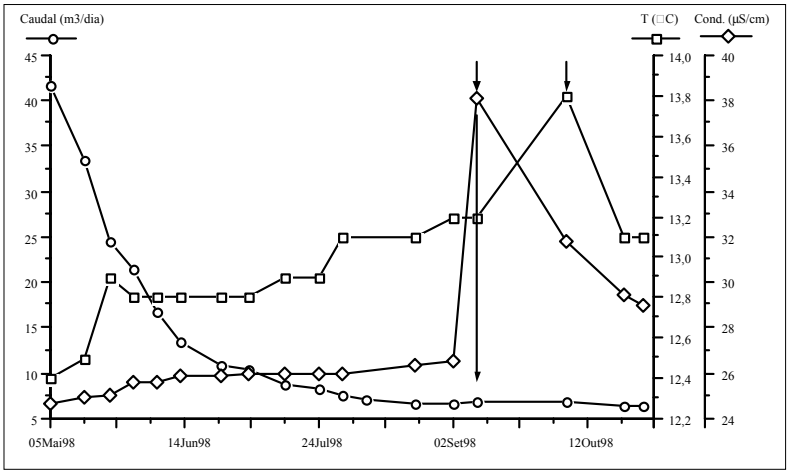


Figura 4 Variação do caudal, da temperatura e da condutividade na nascente E1 no período de 5 de Maio a 28 de Outubro de 1998.

3.3 – Ponte da Barca-Gerês

No sector de Ponte da Barca-Gerês foram monitorizados dez pontos. Os coeficientes de esgotamento de duas nascentes (PG1 e PG2), situadas entre Ponta da Barca e Vila Verde, são da ordem de $1{,}5e^{-2}$/dia. Nestas nascentes observa-se uma resposta rápida aos eventos pluviosos, provavelmente como resultado de uma infiltração preferencial por fracturas.

Noutra localidade deste sector, Caldelas, foram monitorizados três nascentes (PG3, PG4 e PG5) e dois furos com artesianismo repuxante (PG6 e PG7) destinados, estes últimos, à captação de água termomineral. Todos estes pontos situam-se nas proximidades de um contacto entre dois granitos porfiróides, um de grão médio a grosseiro e outro de grão fino. Os valores dos coeficientes de esgotamento variam entre $2e^{-3}$/dia (PG6 e PG7) e $1e^{-2}$/dia (PG3 e PG5). PG4 apresenta um valor de $6e^{-3}$/dia. Verifica-se, assim, que os pontos associados ao aquífero mineral apresentam coeficientes de esgotamento da ordem de grandeza da ordem de e^{-3}/dia sendo, por isso, inferiores aos das nascentes relacionadas com circuitos mais superficiais.

Na nascente PG5 observa-se uma boa correlação positiva entre o caudal e a condutividade eléctrica (Figura 5). Nos períodos de recarga, o aumento do caudal da nascente tem repercussões directas a nível da mineralização da água verificando-se um atraso entre a resposta físico-química e a resposta hidrodinâmica. Tal como se assinala na Figura 5, este atraso corresponde, sensivelmente, a um período de vinte dias que é, por isso, o tempo necessário para que as águas de infiltração atinjam a zona de descarga.

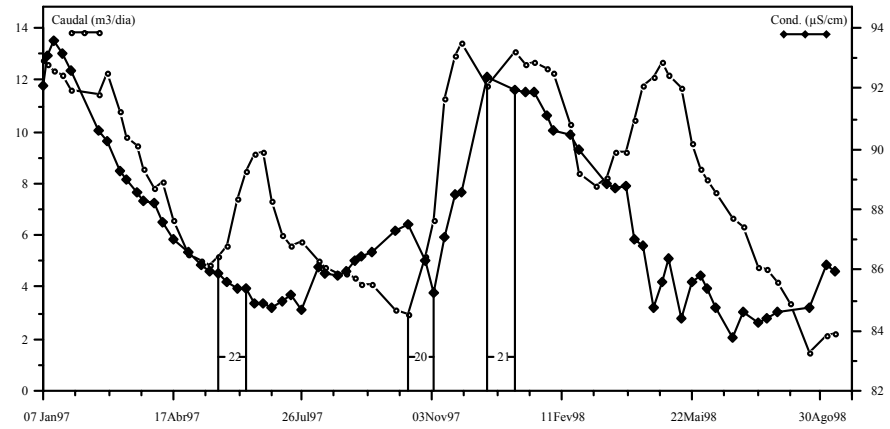


Figura 5 Variação do caudal e da condutividade eléctrica no período de 7 de Janeiro de 1997 a 10 de Setembro de 1998 na nascente PG-5. Assinalam-se alguns períodos que reflectem o atraso (em dias) entre a produtividade e a mineralização das águas desta nascente.

Na região do Gerês foram monitorizadas três nascentes (PG8, PG9 e PG10), correspondendo a PG9 a uma das captações da água mineral de Caldas do Gerês. No que respeita ao esgotamento, esta tem um coeficiente dez vezes inferior ($1e^{-3}$/dia) ao das restantes ($1e^{-2}$/dia) e, apesar de se tratar de uma nascente mineral, observa-se uma correlação negativa entre o caudal e a condutividade (Figura 6), o que sugere mistura entre as águas minerais e as águas de infiltração.

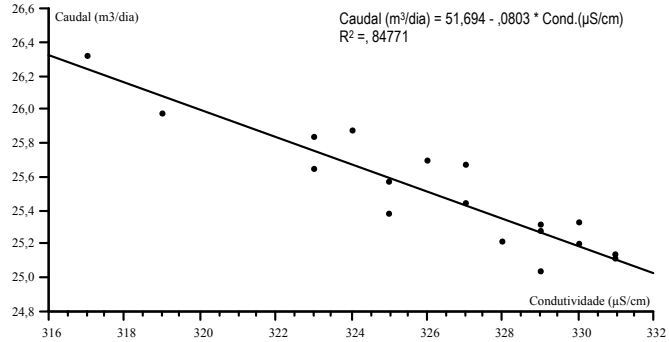


Figura 6 Diagrama de dispersão do caudal em função da condutividade eléctrica na nascente mineral de Caldas do Gerês, de acordo com dados recolhidos entre 16 de Janeiro e 19 de Junho de 1997.

3.4 – Braga

Na região de Braga foram monitorizadas cinco nascentes (B1, B2, B3, B4 e B5). Enquanto as quatro primeiras exibem coeficientes de esgotamento à volta de $2e^{-2}$/dia, B5 apresenta dois períodos distintos: um primeiro mais rápido com $\alpha = 4{,}9e^{-3}$/dia e o outro, mais lento, com $\alpha = 2{,}5e^{-3}$/dia. À excepção de B4, que apresenta maior estabilidade, nas restantes nascentes ocorre infiltração preferencial por estruturas muito permeáveis, uma vez que a sua resposta aos eventos pluviosos é imediata.

3.5 – Caldas da Saúde

Em Caldas da Saúde foram monitorizadas duas nascentes (CS1 e CS2) com coeficientes de esgotamento semelhantes aos identificados na maioria das anteriormente descritas, ou seja, da ordem

de 1 a $2e^{-2}$/dia. Do mesmo modo, nestas nascentes também se identifica a infiltração preferencial, como se deduz, por exemplo, pela correlação negativa estabelecida entre o caudal e a condutividade de CS2 (Figura 7).

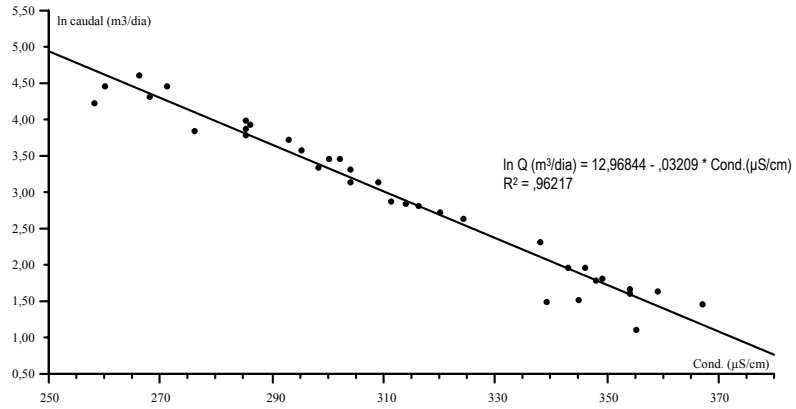


Figura 7 Diagrama de dispersão do logaritmo natural do caudal em função da condutividade de CS2 relativo ao período de 10 de Julho de 1997 a 30 de Julho de 1998.

3.6 – Síntese

A análise dos hidrogramas das emergências estudadas (nascentes e furos com artesianismo repuxante) permitiu identificar comportamentos hidrodinâmicos distintos. O estudo das etapas de recessão de cada emergência conduziu à quantificação das respectivas taxas de esgotamento, cuja síntese é apresentada no Quadro 1.

Quadro 1 Coeficientes de esgotamento (α) das diferentes emergências estudadas.

Sector	ef[a]	Geologia	-α (1/dia)
Melgaço	1	Granito de duas micas de grão médio a fino, heterogéneo. Granito leucocrático de grão médio. Filões pegmatíticos.	**-2,0 e^{-3}**
	2		**-2,6 e^{-3}**
Extremo	1	Granito de duas micas de grão fino a médio.	**-7,1 e^{-3} a -2,7 e^{-2}**
	2	Contacto granito/metassedimento. Granito de duas micas de grão grosseiro a médio.	**–2,1 e^{-2} a -4,3 e^{-2}**
	3	Diferentes fácies graníticas, xistos pelíticos e filões de quartzo.	**–9,8 e^{-3} a -2,9 e^{-2}**
	4		**-2,1 e^{-2}**
Ponte da Barca-Gerês	G1	Granito biotítico porfiróide de grão médio a grosseiro.	**-1,3 e^{-2}**
	G2	Granito biotítico porfiróide de grão médio a fino.	**–1,5 e^{-2} a -2,6 e^{-2}**
	G3	Granito biotítico porfiróide de grão médio a grosseiro e de grão médio a fino.	**-5,0 e^{-3} a -1,3 e^{-2}**
	G4	Idem.	**-6,0 e^{-3}**
	G5	Idem.	**-1,3 e^{-2}**
	G6	Idem. Granito porfiróide de grão grosseiro ou médio a grosseiro.	**-2,2 e^{-3}**
	G7	Idem. Idem.	**-2,2 e^{-3}** **-1,2 e^{-2}**
	G8		**-1,2 e^{-3}** **-2,8 e^{-2}**

	G9 G10		
Braga	1 2 3 4 5	Granito biotítico porfiróide de grão médio a fino. Idem. Idem. Idem. Granito biotítico-moscovítico porfiróide de grão grosseiro e de grão médio a fino. Metassedimentos.	**-1,6 e^{-2}** **-1,8 e^{-2}** **-1,6 e^{-2}** **-1,6 e^{-2}** **–2,5 e^{-3} a -4,9 e^{-3}**
Caldas da Saúde	S1 S2	Granito biotítico porfiróide de grão médio. Granito biotítico porfiróide de grão grosseiro.	**-1,0 e^{-2}** **-2,3 e^{-2}**

Os valores dos coeficientes de esgotamento determinados distribuem-se segundo uma grande amplitude, encontrando-se os máximos e mínimos afastados por uma ordem de grandeza de 40 vezes. As emergências associadas a aquíferos minerais possuem os menores valores de α, à volta de $2e^{-3}$/dia, sendo, por isso, semelhantes ao referido por SANZ e YÉLAMOS (1998) também em nascentes de água mineral ($5{,}7e^{-3}$/dia).

4 – ENSAIOS DE CAUDAL

Os ensaios de caudal que passamos a apresentar foram realizados nos seguintes locais: Melgaço, Caldas da Saúde, Braga, Gerês e Vila do Conde-Esposende (Figura 1).

4.1 – Melgaço

Este ensaio foi realizado às captações das Termas de Melgaço. Na Figura 8, apresenta-se a posição relativa dos pontos envolvidos no ensaio. M1 e M2 são furos e M3 é um poço de grande diâmetro, tendo funcionado M1 como captação de extracção e M2 e M3 como piezómetros.

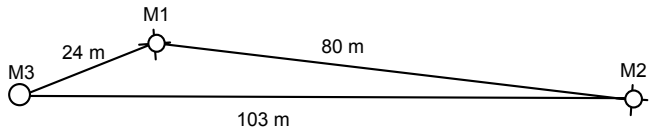


Figura 8 Posição relativa dos pontos envolvidos no ensaio.

O ensaio, a um caudal constante de 156 m^3/dia, teve a duração de 3245 minutos. No início, M1 e M2 estavam praticamente nivelados, mas o nível piezométrico de M3 era mais elevado que o dos restantes em cerca de 1 m. Na Figura 9 apresentam-se as curvas rebaixamento/tempo para os diferentes pontos envolvidos no ensaio. Como se observa, o piezómetro mais afastado do furo de produção apresenta um rebaixamento superior ao do piezómetro mais próximo. Estes dados sugerem a existência de um sistema aquífero complexo e heterogéneo, atravessado de forma distinta pelas várias captações. Por isso, admite-se que M1 e M2 intersectem basicamente as mesmas estruturas, na sua maioria não intersectadas por M3.

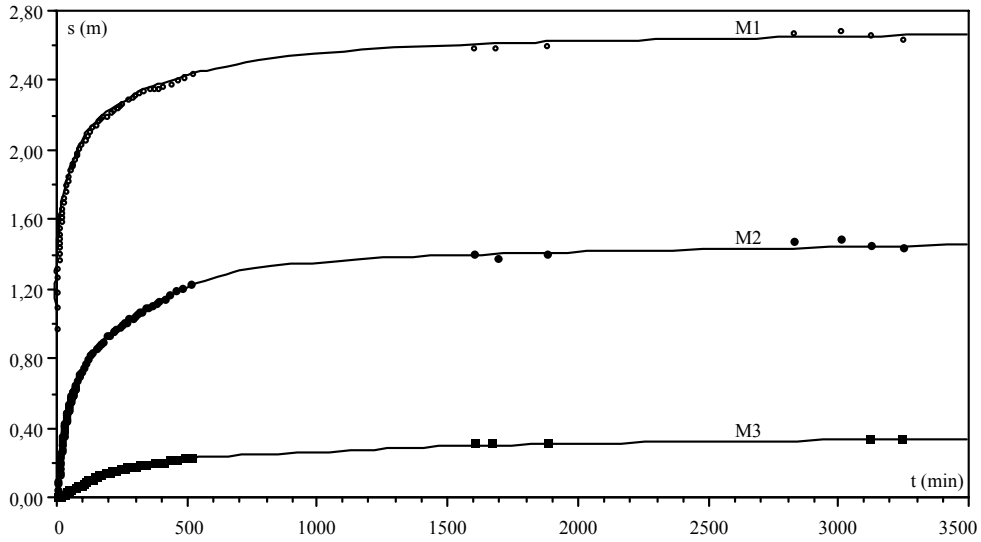


Figura 9 Curvas rebaixamento/tempo relativas ao furo de produção (M1) e aos piezómetros (M2 e M3)

Os valores de transmissividade e do coeficiente de armazenamento obtidos pelo método de THEIS (1935) constam do Quadro 2. Relativamente à transmissividade, o valor obtido a partir dos dados de M3 afasta-se substancialmente dos restantes pelo que, atendendo às especificidades desta captação, considerámos que os valores obtidos em M1 e M2 são mais plausíveis. Em relação ao coeficiente de armazenamento, o valor obtido em M2 indica grande confinamento enquanto que o obtido em M3 é típico de aquíferos livres. Também neste caso considerámos mais aceitável o primeiro.

Quadro 2 Valores dos parâmetros hidráulicos.

Ponto	T (m^2/dia)	S
M1	52	-
M2	44	$3,9e^{-5}$
M3	110	$2,0e^{-2}$

4.2 – Caldas da Saúde

À semelhança do anterior, também este ensaio foi realizado a captações de água mineral, desta vez em Caldas da Saúde. O ensaio teve uma duração total de 6090 minutos, dos quais 4460 se referem à fase de extracção e os restantes 1630 à fase de recuperação, tendo-se extraído um caudal constante de 240 m^3/dia. A Figura 10 mostra a posição relativa dos furos utilizados, as distâncias entre eles e os respectivos níveis hidrostáticos. CS1 é o furo de produção, P1 e P2 são piezómetros do aquífero mineral e P3 e P4 são piezómetros associados a águas mais superficiais.

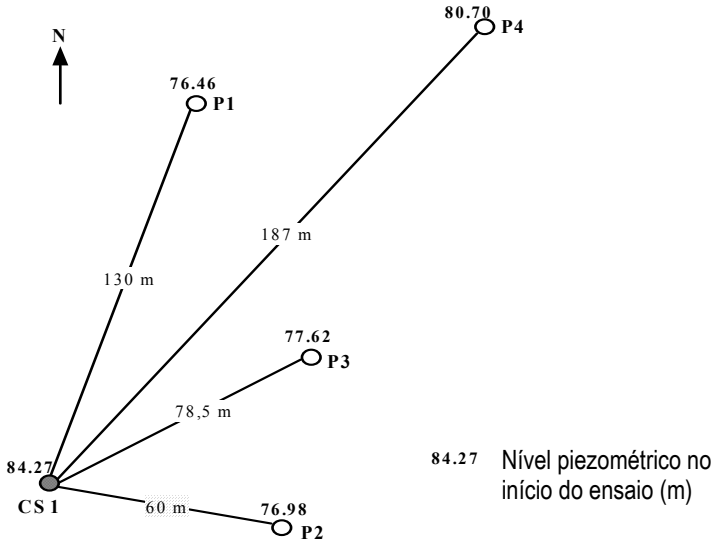


Figura 10 Localização dos furos envolvidos no ensaio (CS1 - furo de produção; P# - piezómetro).

Como se observa na Figura 10, não existe nivelamento piezométrico no início do ensaio, registando-se as maiores diferenças entre CS1 e P1 e CS1 e P2, o que sugere fraca ligação hidráulica entre os diferentes furos. Na Figura 11, projectam-se as curvas rebaixamento/tempo para os diversos pontos.

Tal como se verifica no caso de Melgaço, também aqui o piezómetro associado ao aquífero mineral (P1) mais afastado do furo de produção sofre um rebaixamento superior ao do piezómetro mais próximo (P2), sugerindo uma ligação hidráulica mais eficaz entre CS1 e P1. Outro aspecto a salientar prende-se com a resposta dos piezómetros não relacionados directamente com o aquífero mineral, denotando uma relação piezométrica entre este e o aquífero não mineral.

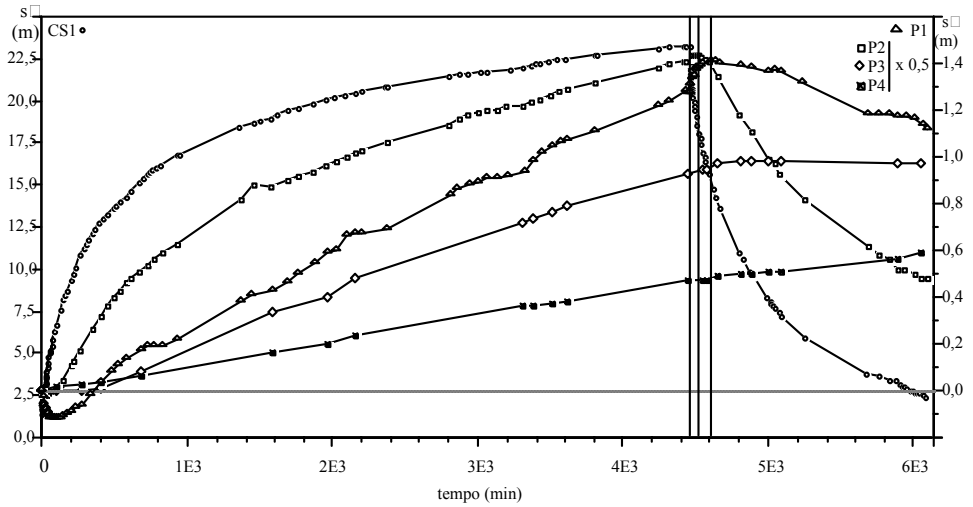


Figura 11 Curvas rebaixamentos/tempo para os diferentes furos envolvidos no ensaio de caudal (as três linhas verticais mostram o atraso nas respostas de P1 e P2 relativamente a CS1).

Os dados obtidos, aliados ao conhecimento da geologia local, indicam que estamos perante um aquífero de elevada anisotropia, admitindo-se um escoamento preferencial com direcção aproximada N-S. Com base neste pressuposto aplicou-se a metodologia de JENKINS e PRENTICE (1982), a qual admite um fluxo linear em direcção ao furo de produção. Nestas condições, os

rebaixamentos nos piezómetros definem um traçado rectilíneo quando projectados em função da raiz quadrada do tempo (Figura 12). De acordo com o conhecimento geológico-estrutural desta área, admite-se que os dois piezómetros se situam do mesmo lado da estrutura permeável (poço estendido) e que o furo de produção intersecta a fractura principal. O facto de as rectas de rebaixamento dos dois piezómetros não serem paralelas entre si mostra que a descarga em direcção à fractura se processa a taxas diferentes de P1 e de P2, o que pode ser explicado pelo facto dos gradientes hidráulicos entre P1 e CS1 e P2 e CS1 serem distintos.

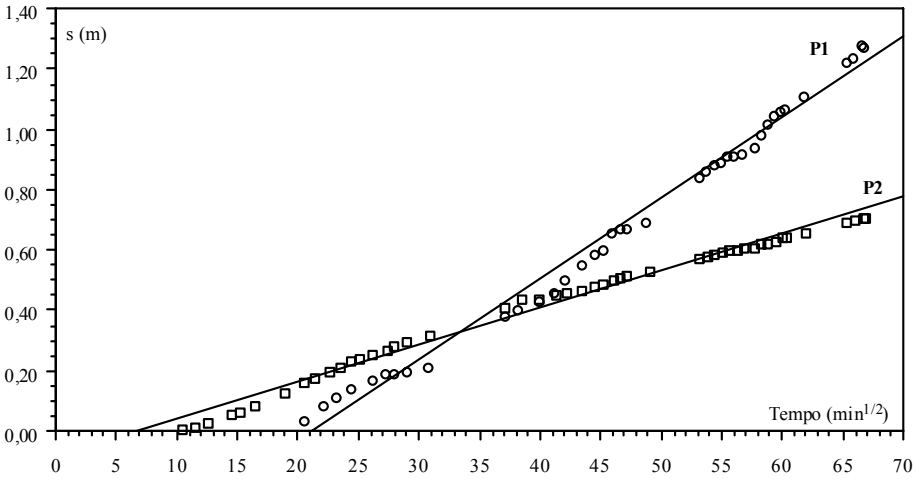


Figura 12 Projecção dos rebaixamentos de P1 e P2 em função da raiz quadrada do tempo.

A aplicação da metodologia antes mencionada permitiu traçar o andamento global da fractura segundo a orientação representada na Figura 13, a qual é concordante com o actual conhecimento estrutural sobre esta área. Além disso, também em termos de produtividade, CS1 apresenta valores mais elevados que P1, o que pode ser explicado por este não se encontrar sobre a principal estrutura permeável.

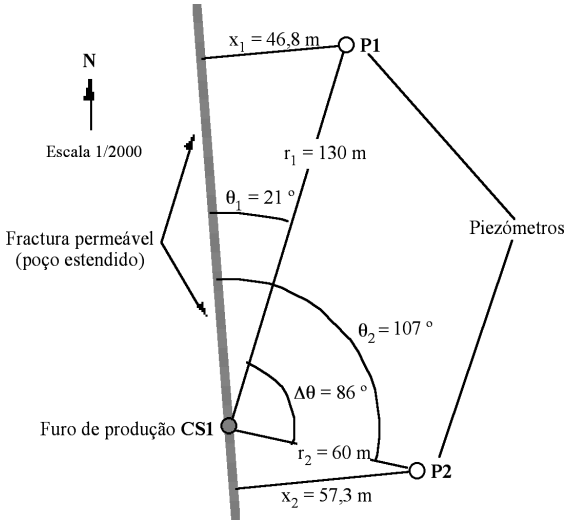


Figura 13 Posição dos furos CS1, P1 e P2 relativamente à principal estrutura permeável.

Os dados obtidos neste ensaio e as respectivas interpretações atestam a forte anisotropia deste ambiente hidrogeológico e realçam a importância de um conhecimento aprofundado dos circuitos subterrâneos, de forma a garantir uma boa exploração dos recursos.

4.3 – Braga

Próximo da cidade de Braga foi efectuado um ensaio de curta duração (237 minutos), a caudal constante de 212 m^3/dia, num furo implantado num granito biotítico, porfiróide, de grão grosseiro a médio. O piezómetro dista 10,8 m do furo de produção. Os resultados obtidos estão representados na Figura 14. Da análise desta figura, verifica-se que o furo de produção, a partir dos 60 minutos, praticamente estabiliza, mas por volta dos 170 minutos apresenta um rebaixamento brusco até à profundidade da bomba. Trata-se, provavelmente, do esvaziamento de uma estrutura que, à partida, indiciava a existência de recargas exteriores. Em relação ao piezómetro, de um modo geral, os dados ajustam-se ao modelo de COOPER e JACOB (1946), obtendo-se um coeficiente de armazenamento de $1{,}7e^{-2}$.

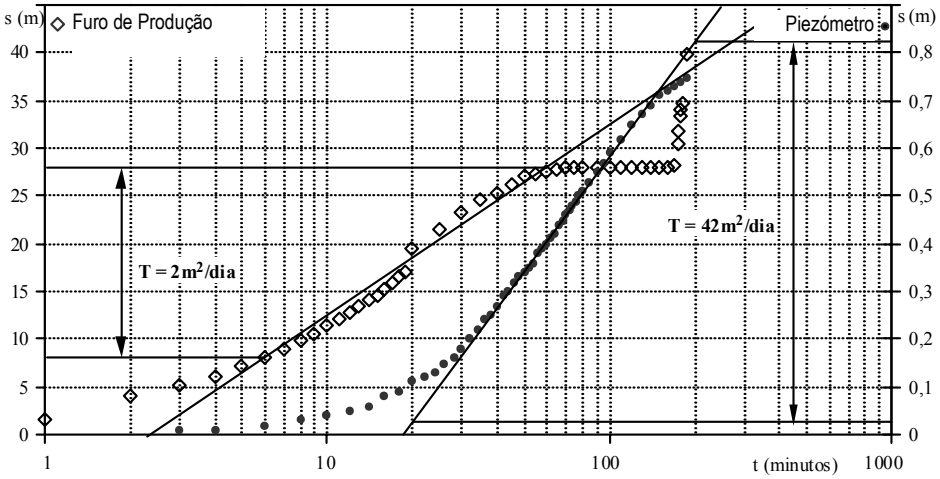


Figura 14 Curvas rebaixamento/tempo para o furo de produção e para os piezómetros.

A interpretação do ensaio de recuperação (Figura 15) põe em relevo um forte esvaziamento do sistema aquífero. A recta de ajuste ao final do ensaio corta o eixo das ordenadas em s' = 26,5 m que corresponde, em princípio, à espessura exaurida. Desta forma, obtém-se uma área de armazenamento subterrâneo de 327 m^2, o que mostra que o aquífero é bastante limitado.

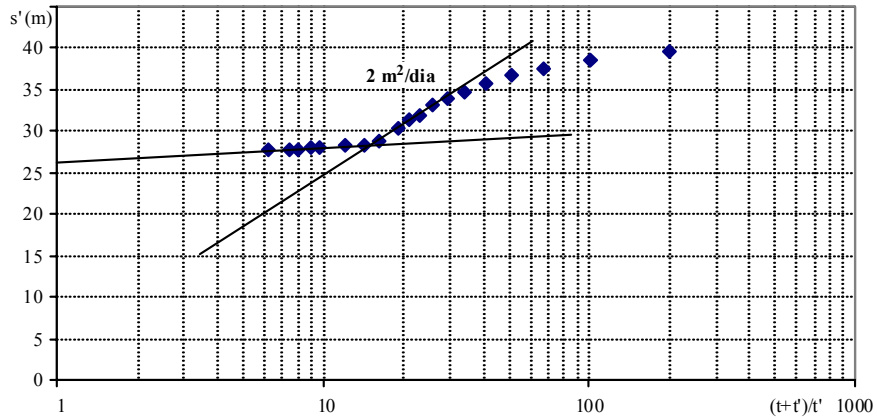


Figura 15 Interpretação do ensaio de recuperação efectuado no furo de produção (s' – rebaixamento residual; t – tempo de extracção; t' – tempo de recuperação).

4.4 – Gerês

Na região do Gerês foram efectuados dois ensaios de caudal a uma captação com 60 m de profundidade, implantada em granito porfiróide, de grão médio a grosseiro, nas imediações do contacto entre este e um outro granito porfiróide, com a mesma granularidade. Ao longo da perfuração foram intersectados alguns filões e massas de quartzo.

No primeiro ensaio, realizado em Maio de 1998 foi extraído um caudal constante de 116 m^3/dia durante 2287 minutos, tendo-se obtido um valor de transmissividade de 80 m^2/dia (Figura 16).

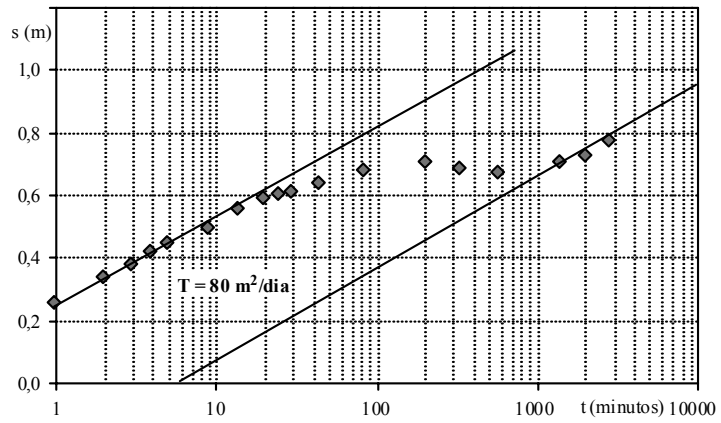


Figura 16 Curva rebaixamento/tempo relativa ao ensaio realizado em Maio de 1998.

Um aspecto a salientar neste ensaio é a pseudo-estabilização que ocorre entre os 200 e os 1000 minutos, interpretada como um efeito de drenagem diferida, provavelmente a partir do manto de alteração.

O segundo ensaio, realizado em Novembro de 1998, teve a duração de 3128 minutos, dos quais 2834 em extracção e os restantes 294 em recuperação. O caudal de extracção foi de 144 m^2/dia. A interpretação deste ensaio pelo método de THEIS (1935) conduziu a um valor de transmissividade de 81 m^2/dia. No entanto, como se observa na Figura 17, a partir de 170 minutos de extracção, os dados de campo afastam-se da curva de Theis, indiciando a presença de uma barreira. Neste último troço a transmissividade de é 29 m^2/dia. Assim, consideramos que a transmissividade do aquífero, no período não influenciado, é de cerca de 80 m^2/dia e a transmissividade de comportamento (MARTINEZ e LOPEZ, 1984) de 29 m^2/dia.

Do exposto, verifica-se que os valores de transmissividade obtidos nos dois ensaios são muito semelhantes, não obstante as curvas de campo apresentarem diferenças assinaláveis. De facto, enquanto no primeiro ensaio se identifica um efeito de drenagem diferido, no segundo, além de tal efeito não se ter revelado, observa-se um efeito de barreira. Atendendo a que os tempos de extracção são semelhantes nos dois casos, estas diferenças poderão ser explicados em termos de débitos de extracção e da consequente progressão do cone de depressão. Com efeito, o caudal do segundo ensaio é cerca de 25% superior ao do primeiro, o que se traduziu num rebaixamento de 1,99 m que é significativamente mais elevado que o primeiro (0,78 m). Além disso, a profundidade do nível freático no início do primeiro ensaio era de 3,52 m e o do segundo de 8,48 m. Desta forma, é possível que neste último caso, o nível estivesse abaixo do manto de alteração, não se tendo sentido, por isso, o efeito de drenagem diferida.

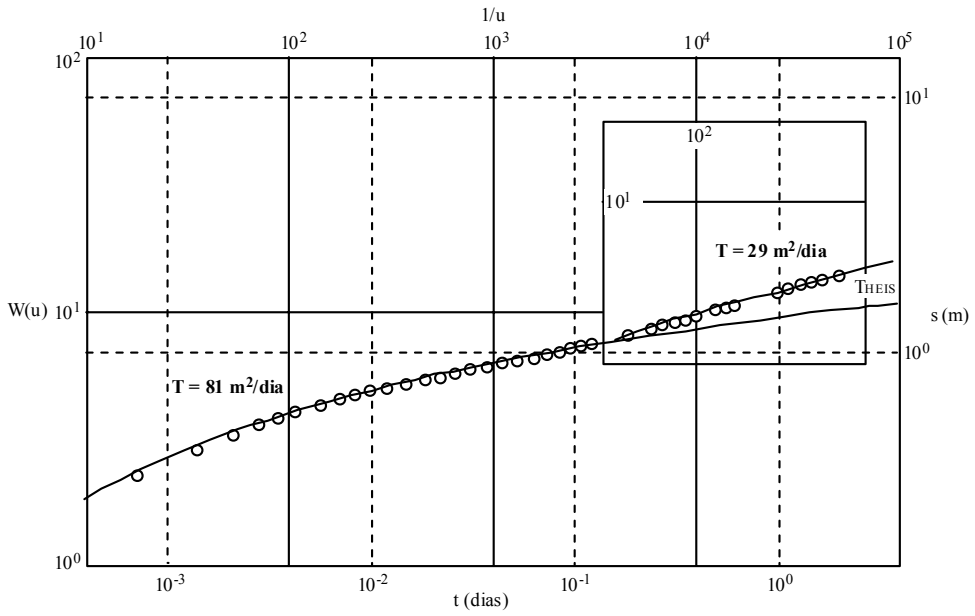


Figura 17 Curva rebaixamento/tempo.

4.5 – Esposende - Vila do Conde

Além dos ensaios que acabámos de apresentar, interpretámos 53 ensaios de caudal realizados na região entre Vila do Conde e Esposende, cujos dados nos foram cedidos, gentilmente, pela Direcção Regional de Agricultura entre Douro e Minho. As litologias dominantes são granitos de duas micas e xistos. Uma síntese dos valores de transmissividade obtidos nestes dois grupos litológicos apresenta-se na Figura 18, onde se observa a superioridade dos xistos em relação aos granitos com valores medianos de transmissividade de 3,3 m²/dia e 1,4 m²/dia respectivamente.

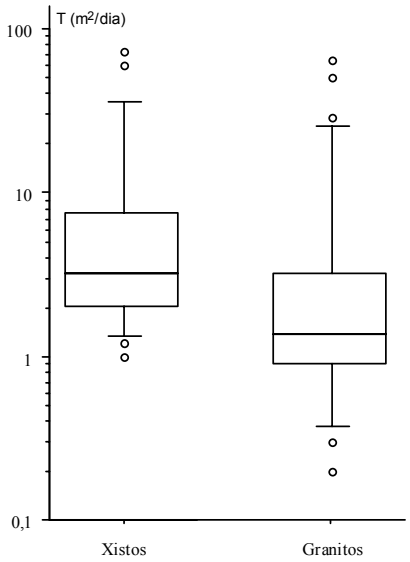


Figura 18 Distribuição dos valores de transmissividade (T) obtidos na fase de extracção dos ensaios de caudal da região de Esposende – Vila do Conde.

Outro aspecto a salientar neste conjunto de ensaios é a correlação negativa que se observa entre os valores de transmissividade e a profundidade das captações (Figura 19), o que está de acordo com o carácter discreto dos níveis produtivos e mostra que, do ponto de vista da produtividade, a opção por captações muito profundas não é uma boa solução. Com efeito, como se tem verificado, as captações mais profundas são efectuadas devido ao insucesso obtido durante a perfuração em níveis mais superficiais.

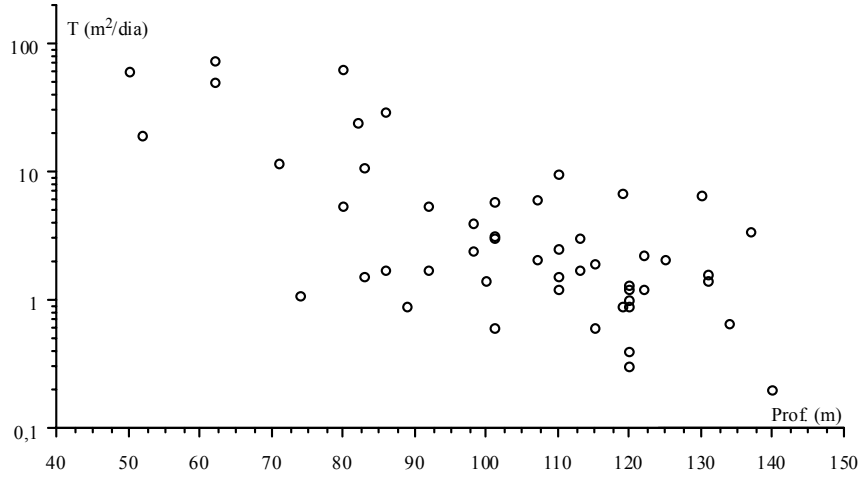


Figura 19 Variação da transmissividade (T) em função da profundidade das captações (Prof.) para os ensaios de caudal da região de Esposende – Vila do Conde.

5 – CONCLUSÕES

Os dados obtidos neste estudo põem em relevo o forte carácter anisotrópico dos sistemas hidrogeológicos da região do Minho. Nesta região, podem ser considerados, à partida, dois tipos de circuitos hidrogeológicos em função das suas características hidráulicas, nomeadamente no que respeita ao padrão de esgotamento. Assim, as águas subterrâneas mais comuns estão, normalmente, associadas a circuitos de carácter local que se caracterizam por escoamentos pouco profundos, esgotamentos relativamente rápidos e dependência muito directa de perturbações externas. Parte da recarga destes sistemas ocorre segundo fluxos preferenciais, pelo que a resposta dos pontos de descarga é, em alguns casos, imediata.

As características do esgotamento destes reservatórios dependem do grau de saturação dos mesmos, verificando-se que o início da recessão apresenta valores de "α" superiores aos do final.

Os circuitos hidrominerais são de âmbito mais alargado e têm carácter profundo. Os respectivos coeficientes de esgotamento são em uma ordem de grandeza inferiores aos das águas comuns. No entanto, ainda que com fluxos independentes, observa-se relação piezométrica entre os dois sistemas.

Os valores de transmissividade não diferem de modo significativo entre os aquíferos minerais e os não minerais. Nestes, as rochas metamórficas mostram-se mais promissoras que os granitos. No entanto, em nenhuma destas litologias há correlação positiva entre a produtividade e a profundidade das captações.

Os comportamentos hidrodinâmicos apresentados, se por um lado atestam a complexidade destes ambientes hidrogeológicos, não deixam de mostrar a sua potencialidade em termos de recursos hídricos subterrâneos. As situações de conflito existentes advêm da falta de conhecimento das áreas pretendidas e da exploração descontrolado dos recursos. O seu aproveitamento sustentado passa,

naturalmente, por identificar as peculiaridades hidrodinâmicas de cada caso, as quais terão de ser consideradas na elaboração dos respectivos planos de exploração.

BIBLIOGRAFIA

COOPER, H.H; JACOB, C.E. – "A Generalized Graphical Method for Evaluation Formation Constants and Summarizing Well Field History". *Am. Geophys Union Trans.*, 27, 1946, pp. 526-534.

DIAZ GARCIA, F. – "Propuesta de una Nueva Zona en el Hercínico de la Península Ibérica". *Cuadernos do Laboratorio Xeoloxico de Laxe,* 17, 1992, pp. 199-207.

JENKINS, D.N.; PRENTICE, J.K. – "Theory for Aquifer Test Analysis in Fractured Rocks Under Linear (Nonradial) Flow Conditions". *Groundwater*, **20**, 1, 1982, pp. 12-21.

LIMA, A. S.– *Hidrogeologia de Regiões Graníticas (Braga – NW Portugal).* Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Braga, 202 p., 1994.

LIMA, A. S. – *Hidrogeologia de Terrenos Graníticos (Minho - Portugal).* Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Braga, 451 p., 2001.

MARTINEZ, M. V.; LOPEZ, A. I. – *Pozos y Acuiferos. Tecnicas de Evaluacion Mediante Ensayos de Bombeo*. Madrid, ITGE, 1984.

SANZ, E.; YÉLAMOS, J. G. – "Methodology for the Study of Unexploited Aquifers with Termal Waters. Application to the Aquifer of the Alhama de Aragón Hot Springs". *Groundwater*, **36**, 6, 1998, pp. 913-923.

SUKHIJA, B.S.; REDDY, D.V.; NAGABHUSHANAM, P.; HUSSAIN, S. – "Recharge Processes: Piston Flow vs Preferential Flow in Semi-arid Aquifers of India". *Hydrogeology Journal*, **11**, 3, June 2003, pp. 387-395.

THEIS, C.V. – "The Relation Between the Lowering of the Piezometric Surface and the Rate and Duration of Discharge of a Well using Groundwater Storage". *Am. Geophys Union Trans.*, 16, 1935, pp. 519-524.

ANÁLISE DOS EFEITOS DO INCREMENTO DA RECARGA NA GESTÃO DE AQUÍFEROS COSTEIROS

Júlio F. FERREIRA da SILVA
Assistente do Departamento de Engª Civil da Universidade do Minho, Azurém 4800-058 Guimarães, Portugal
253510207, juliofs@civil.uminho.pt
Naim HAIE
Prof. Associado do Departamento de Engª Civil da Universidade do Minho, Azurém 4800-058 Guimarães, Portugal
253510205, naim@civil.uminho.pt
José M. Pereira VIEIRA
Prof. Catedrático do Departamento de Engª Civil da Universidade do Minho, Azurém 4800-058 Guimarães, Portugal
351 253 604722, jvieira@civil.uminho.pt

RESUMO

Neste trabalho faz-se uma análise quantitativa dos efeitos do incremento da recarga no controlo da utilização de aquíferos do litoral potencialmente sujeitos à intrusão salina. As solicitações de água nas zonas costeiras têm crescido continuamente. Sendo a utilização da água subterrânea economicamente interessante, aconselhariam os princípios de gestão de recursos hídricos o aproveitamento do escoamento subterrâneo que se dirige inevitavelmente para o mar. No entanto, a extracção de água subterrânea deve respeitar regras para que seja possível manter sob controlo a intrusão marinha. O incremento da recarga é uma medida de gestão que pode ajudar nesse controlo. A condução e introdução no aquífero de água superficial proveniente de linhas de águas vizinhas permite aumentar o volume de água doce no aquífero e, assim, impelir a água salgada em direcção ao mar. A metodologia desenvolvida faculta o estudo do efeito das variações da recarga na posição da interface água doce - água salgada. Analisam-se os efeitos do incremento da recarga no aquífero Mexilhoeira Grande - Portimão. Determinam-se as quantidades necessárias para a recarga face a determinada distância de segurança admitida em relação a um ponto de controlo. Calcula-se o acréscimo na extracção em função das quantidades disponíveis para recarga. Estuda-se o efeito do valor da condutividade hidráulica no cálculo das quantidades para recarga. Determina-se o recuo da interface em função da recarga. Conclui-se que o incremento da recarga contribui para a utilização controlada e sustentável da água subterrânea e, consequentemente, para a gestão racional dos recursos hídricos disponíveis nas regiões costeiras.

Palavras-chave: Gestão de aquíferos costeiros, Gestão integrada de águas subterrâneas e águas superficiais, Intrusão salina, Modelação de águas subterrâneas, Optimização da exploração de aquíferos.

1. INTRODUÇÃO

Neste trabalho divulga-se um modelo para a gestão conjuntiva dos recursos hídricos disponíveis em zonas costeiras. O uso de uma parcela da água superficial disponível na região para incrementar a recarga contribui para a utilização controlada e sustentável da água subterrânea. A região objecto dos estudos localiza-se no sul de Portugal, no Algarve e em concreto no concelho de Portimão. O sistema de abastecimento de água a este concelho algarvio apoiava-se, até há pouco tempo, em captações subterrâneas implantadas no aquífero Mexilhoeira Grande - Portimão. Este aquífero esteve nas últimas décadas sujeito a extracções excessivas. A análise dos dados históricos relativos à qualidade da água bruta da maioria dos furos dos antigos Serviços Municipalizados de Portimão (S.M.P.) revela que a condutividade e os teores de cloretos no aquífero apresentavam valores superiores aos recomendáveis e admissíveis pelas normas de qualidade da água em vigor.

Actualmente, o abastecimento de água a Portimão é realizado essencialmente a partir de água de origem superficial proveniente do sistema adutor do Barlavento, gerido pela empresa Águas do Algarve.

De acordo com os relatórios de actividades e de contas da empresa herdeira dos S.M.P., a Empresa Municipal de Águas e Resíduos de Portimão E.M.A.R.P. (2000), o custo de "produção" da água de abastecimento de origem subterrânea era "metade do custo da água comprada à empresa Águas do Algarve", ou seja 0,16 €/m^3. Assim, mesmo com um eventual acréscimo para a melhoria da qualidade da água captada no aquífero Mexilhoeira Grande Portimão, o custo de abastecimento com água subterrânea será economicamente interessante.

A gestão racional de recursos hídricos em zonas costeiras recomenda o aproveitamento da água disponível, ao invés de a deixar escoar-se para o mar. No entanto, interessa manter sob controlo a intrusão salina. Assim, o principal problema a resolver será determinar a extracção máxima permitida e as quantidades de água a usar na recarga para manter a interface além de determinada distância aos pontos de controlo. Então, interessa estudar quais deveriam ser as políticas de gestão para que seja possível manter pelo menos algumas origens subterrâneas. O incremento da recarga deverá ser realizado se acarretar vantagens técnicas, ambientais e económicas ou, pelo menos, sem que agrave significativamente os custos de exploração.

Nos itens seguintes descrevem-se os modelos de simulação do fenómeno intrusão salina, faz-se a caracterização geral do sistema aquífero objecto dos estudos, determinam-se as extracções máximas admissíveis face a determinada quantidade de água disponível para recarga, calcula-se a recarga necessária em função da extracção pretendida e mostra-se o efeito do incremento da recarga no controlo da intrusão salina. Apresentar-se-ão os resultados face a diversos cenários dos elementos base, designadamente da condutividade hidráulica e em função da distância de segurança aos pontos de controlo. Finalmente, far-se-á a análise de resultados e apresentadas as respectivas conclusões.

2. MODELOS DE SIMULAÇÃO DA INTRUSÃO SALINA

As equações que caracterizam o escoamento num sistema aquífero costeiro podem ser definidas aplicando a expressão de Darcy a cada lado da interface água doce / água salgada:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left[\left(K_{xx}\right)_d \frac{\partial h_d}{\partial x}\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[\left(K_{yy}\right)_d \frac{\partial h_d}{\partial y}\right]-\frac{\partial}{\partial z}\left[\left(K_{zz}\right)_d \frac{\partial h_d}{\partial z}\right]+Q_d = S_d \frac{\partial h_d}{\partial t} \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left[\left(K_{xx}\right)_s \frac{\partial h_s}{\partial x}\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[\left(K_{yy}\right)_s \frac{\partial h_s}{\partial y}\right]-\frac{\partial}{\partial z}\left[\left(K_{zz}\right)_s \frac{\partial h_s}{\partial z}\right]+Q_s = S_s \frac{\partial h_s}{\partial t} \quad (2)$$

Em que: *x*, *y* - coordenadas, *d* água doce; *s* a água salgada; *h* - altura piezométrica, *Q* - caudal extraído ou injectado, *S* - coeficiente de armazenamento, *t* - tempo.

A resolução da equação diferencial que caracteriza o escoamento pode realizar-se por via analítica, nalguns casos, e mais genericamente por via numérica. Defende-se que o estudo de

sistemas complexos e de grande dimensão deve iniciar-se com o recurso a modelos conceptuais simples para numa segunda fase ser usado um modelo numérico, necessariamente mais refinado.

Strack (1976 e 1989) desenvolveu uma solução exacta para caracterizar o escoamento em aquíferos costeiros com uma linha de costa recta, diversas captações localizadas a x_i do mar e o respectivo caudal Q_i. O potencial é definido, usando o método das imagens, por:

$$\phi = \frac{q}{K} x + \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{4\pi K} LN \left[\frac{(x - x_i)^2 + (y - y_i)^2}{(x + x_i)^2 + (y - y_i)^2} \right] \quad (3)$$

onde (x_i, y_i) e Q_i são, respectivamente, as coordenadas e o caudal da captação *i*.

3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O sistema aquífero da Mexilhoeira Grande - Portimão localiza-se no litoral do concelho de Portimão em Portugal, ou seja no Barlavento Algarvio e na Orla Meridional Portuguesa e abrange as bacias hidrográficas das Ribeiras do Barlavento e do Rio Arade. A área do sistema aquífero é de aproximadamente 50 km². De acordo com INAG (2000) os contornos do aquífero são definidos a sul pelo oceano Atlântico e a norte pelas formações do Hetangiano, sendo os limites laterais definidos pela ribeira do Arão a Oeste e pela ribeira de Boina a Este. A espessura do aquífero apresentará valores entre 60 e 110 m e a transmissividade entre 85 a 2300 m²/dia. Salgueiro (2001) ensaiou diversos valores da condutividade, desde 4 a 259,2 m/dia, tendo defendido o valor 212,9 m/dia para a análise do escoamento regional. Experimenta os valores 60, 150 m para a espessura do aquífero, considerando finalmente 110 m.

Os dados sobre as principais captações existentes no sistema aquífero podem ser encontrados nos documentos dos Serviços Municipalizados de Portimão (S.M.P.) e no trabalho elaborado por Rosa (1997). Os S.M.P. fizeram o registo das extracções mensais das suas doze captações entre Maio de 1983 e Dezembro de 1996. Devido à degradação da qualidade da água na origem, os furos localizados mais a sul foram sucessivamente abandonados e construídos novos mais a norte. A região tem outras origens, designadamente a origem superficial do grande sistema adutor do Barlavento Algarvio que abastece actualmente a quase totalidade do sistema de distribuição de água a Portimão.

As utilizações de água em Portimão têm crescido substancialmente ao longo dos últimos 20 anos. Os dados recolhidos junto dos S.M.P. e da empresa que lhe sucedeu a E.M.A.R.P. indicam que o crescimento na década de 90 foi significativo. De facto, a utilização anual em 1999 cresceu 1,26 milhões de m³ em relação a 1992. A utilização média diária anual foi em 2002 de 16.647 m³/dia.

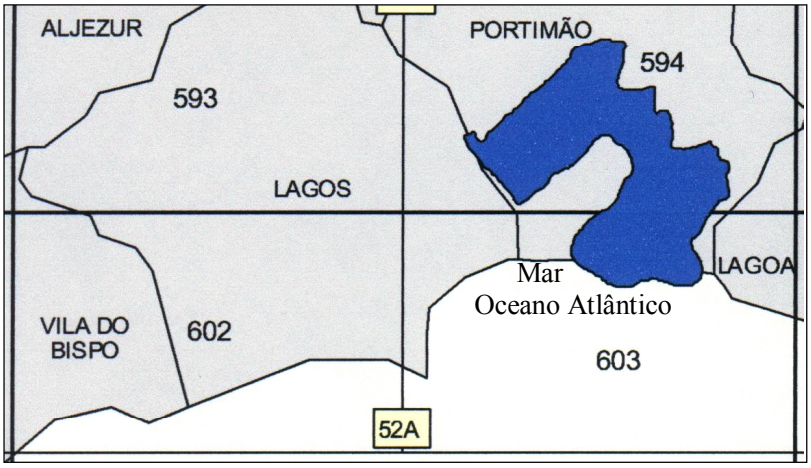


Figura 1 - Localização da área de estudo (Figura adaptada de INAG (2000))

4. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA E OBJECTIVO

Face aos elevados teores de cloretos que em 1995-1996 existiam na maioria dos furos dos S.M.P. pretende estudar-se a possibilidade de continuar a extracção de água subterrânea, no entanto mantendo sob controlo a interface água salobra / água doce. Esta hipótese será eventualmente viável à custa da redução das extracções e/ou do incremento da recarga.

Analisando os dados relativos aos furos que estavam em actividade em 1995 e 1996 verifica-se que os primeiros candidatos a continuar a extracção serão os furos que estão implantados mais a norte, ou seja as captações designadas por JCS5 e JCS9. Estes furos estão implantados, respectivamente, a 5850 e 6510 m do mar. Como o furo JCS5 é dos dois o que está implantado mais a sul, então será o ponto mais desfavorável em termos de intrusão salina, pelo que será considerado como ponto de controlo ou de verificação.

O objectivo do modelo de gestão dos recursos hídricos costeiros prende-se com a determinação das quantidades necessárias para recarga, dos caudais a extrair pelas captações subterrâneas (já existentes) e do caudal a solicitar ao sistema adutor de abastecimento do barlavento (fornecedor exterior) para satisfazer a solicitação do sistema de distribuição de água e manter sob controlo o avanço da intrusão marinha. A solicitação pretendida é de 12.000 m³/dia, eventualmente o valor de um dia útil do mês de menor utilização.

Os limites superiores para as extracções dos furos foram definidos adoptando os valores máximos registados em 1995.

Quadro 1 - Limites de funcionamento das origens

Designação da captação	$Q_{mín}$ (m³/dia)	$Q_{máx}$ (m³/dia)
*QJCS*5	0	5280
*QJCS*9	0	1800

sendo: *QJCS*5 - Extracção diária no furo *JCS*5; *QJCS*9 - Extracção diária no furo *JCS*9

Os Serviços Municipalizados de Portimão (S.M.P.) chegaram a estudar a hipótese de implementarem a recarga artificial no aquífero Mexilhoeira Grande – Portimão, utilizando a água da ribeira da Torre. Em Rosa (1997) é referido que um estudo da antiga Direcção de Recursos Hídricos recomendava a realização de um ou dois furos na zona norte do aquífero, concretamente junto à ribeira da Torre em Alcalar. Segundo Rosa (1997) os próprios S.M.P. teriam mandado executar um furo para este efeito, no entanto a localização não teria sido bem definida. O projecto para a recarga artificial foi entretanto abandonado devido ao abastecimento de água ter passado a realizar-se pela empresa Águas do Algarve. Assim, interessa estudar o efeito que esta medida teria nas quantidades máximas a extrair do aquífero, contudo, mantendo o controlo sobre a interface água salobra / água doce. Os estudos seguintes foram realizados considerando que os furos para recarga seriam implantados nos locais de coordenadas (160000, 27100) e (159800, 27100), ou seja a 9600 m do mar.

Como a água subterrânea apresenta um custo menor relativamente à origens superficiais, então interessa que a interface fique próximo da cota máxima admissível. Realizando estudos para diversas eventuais distâncias de segurança ficam disponíveis resultados que poderão ajudar para uma melhor fundamentação de decisões.

Conforme se constatou na breve descrição da hidrogeologia da área de estudo, os parâmetros base que caracterizam o aquífero são de difícil definição, pelo que interessa analisar os efeitos desta incerteza nos resultados do modelo de gestão. Assim, serão realizados estudos para diversos eventuais valores da condutividade hidráulica (100 a 250 m/dia) que permitirão analisar as implicações deste parâmetro nas políticas de gestão.

5. DETERMINAÇÃO DAS EXTRACÇÕES MÁXIMAS EM FUNÇÃO DA RECARGA E DA DISTÂNCIA AO PONTO DE CONTROLO

Nesta análise interessa determinar a quantidade máxima de água que será possível extrair do aquífero para cada distância de segurança em função da quantidade de água disponível para recarga. Considerando a condutividade com o valor de 200 m/dia e o escoamento específico de 3 m/dia os resultados obtidos foram os que se encontram representados na figura seguinte:

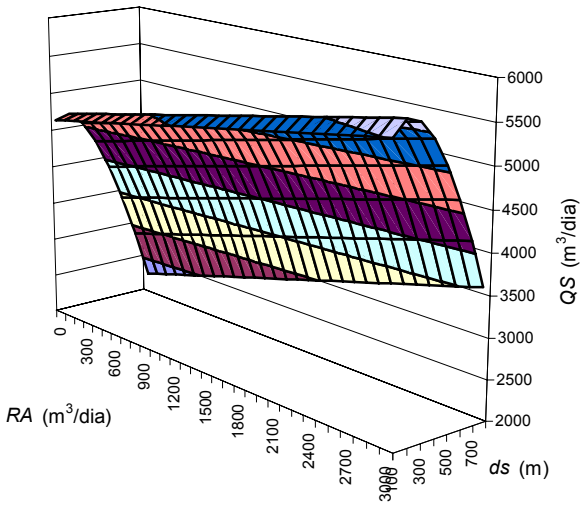


Figura 2 - Extracção máxima versus recarga e distância de segurança para *K* = 200 m/dia

A simbologia entregue nesta figura é a seguinte: *RA* - Recarga artificial; Q_S - Extracção subterrânea; *ds* - distância de segurança em relação ao ponto de controlo.

A análise da representação anterior permite constatar-se que as extracções poderão crescer em função da quantidade de água disponível para recarga a um ritmo próximo do linear.

Admitindo que a água para recarga teria origem nas linhas de água da região, designadamente na ribeira da Torre, conforme indicado em Rosa (1997), então o custo com esta operação seria reduzido. Considerando que a água receberia uma desinfecção com hipoclorito de sódio, então o encargo unitário de exploração poderá ser quantificado através da seguinte função de custo:

$$C_{RA} = [0{,}0705 - 0{,}007 LN(Q_{RA})]\varepsilon \quad (4)$$

Sendo: C_{RA} - Custo da recarga artificial com água de ribeira (€/m³); Q_{RA} - Quantidade de água para recarga artificial (m³/dia); ε - Parâmetro que simula a incerteza associada às condições de mercado.

Os restantes custos unitários médios usados estão registados no quadro seguinte:

Quadro 2 - Custos médios em função da origem

Origem de água	(€/m³)
*JCS*5	0,22
*JCS*9	0,23
B	0,32

sendo: *JCS*5, *JCS*9 - Captações subterrâneas; *B* - Fornecedor exterior de água de superfície.

A quantificação dos custos totais envolvidos no abastecimento de água à região permite a definição duma superfície que nos ajuda a identificar a posição do pé da interface a que corresponde menores encargos em função da quantidade de água disponível para recarga e do risco que o decisor queira eventualmente assumir.

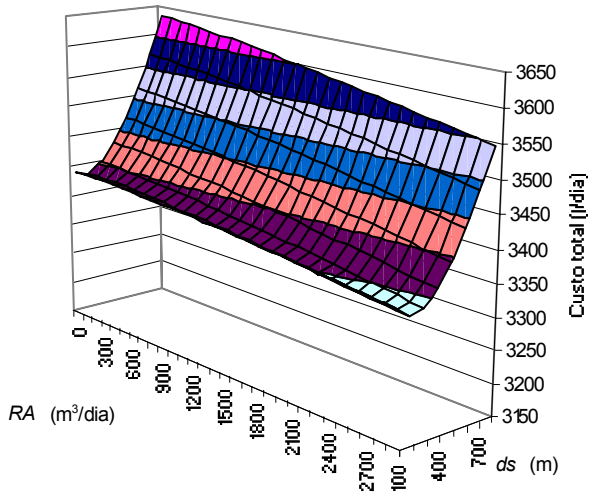


Figura 3 - Custo versus recarga e distância de segurança para *K* = 200 m/dia

A tomada de decisões relativamente à quantidade de água a utilizar para recarga poderá ser melhor fundamentada realizando o cálculo dos eventuais incrementos na extracção que estão associados a determinada quantidade de água disponível para infiltrar no aquífero. Na figura seguinte pode encontrar-se o benefício adicional, em termos de quantidade de água, que será possível retirar do aquífero em função da recarga artificial e da distância de segurança ao ponto de verificação.

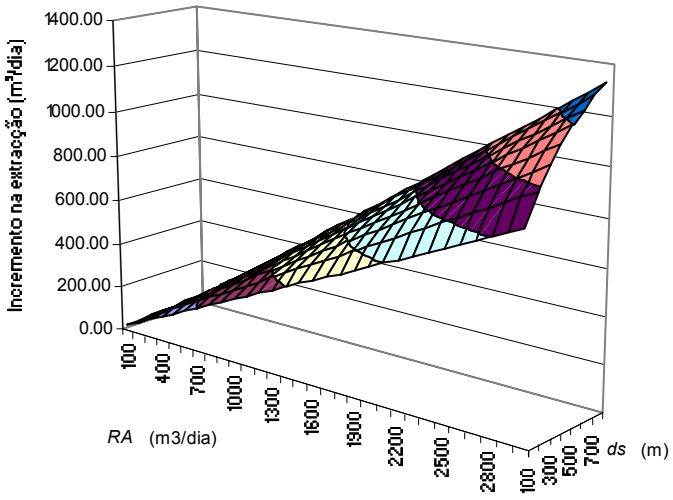


Figura 4 - Incremento na extracção máxima versus recarga e distância de segurança

O resultado económico, em termos de custos de exploração, da utilização do aquífero quando está a ser implementado o sistema de recarga artificial descrito, traduz-se em ganhos já que é possível extrair mais água subterrânea cujos encargos são inferiores aos relativos à importação de água através do sistema adutor do fornecedor exterior. No entanto, os maiores méritos da existência de um sistema de recarga artificial corresponderão ao facto da entidade gestora dispor de meios de controlo do volume de água doce presente no aquífero e, sobretudo, poder responder a um eventual avanço da cunha salina. No caso em análise, quantificando apenas a diferença de custos de exploração entre uma situação sem sistema de recarga artificial e um cenário com aquele sistema a funcionar, os eventuais ganhos estão representados na figura seguinte:

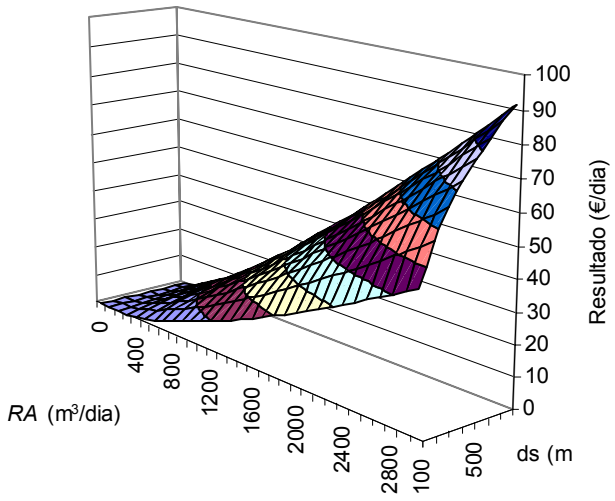


Figura 5 - Redução de custos devida ao incremento da recarga versus recarga e distância de segurança

Assim, desde que a realização do incremento da recarga seja relativamente simples, eventualmente envolvendo a condução de água superficial para uma bacia de infiltração ou para antigos furos e a adição de um simples desinfectante, então esta operação revela-se economicamente vantajosa e em simultâneo contribui para o controlo da intrusão salina.

6. CONTROLO DA INTRUSÃO EM FUNÇÃO DA RECARGA

Uma outra hipótese de estudo, tendo em vista aumentar a flexibilidade da gestão do aquífero costeiro, será determinar a posição que o pé da interface ocuparia junto do ponto de controlo face a eventual aumento da recarga artificial. Considerando que a condutividade hidráulica apresenta o valor de 200 m/dia e que as extracções permaneceriam com os valores máximos admissíveis quando não existe recarga, então a redução da posição do pé da interface em relação à posição inicial apresenta a evolução registada na figura seguinte:

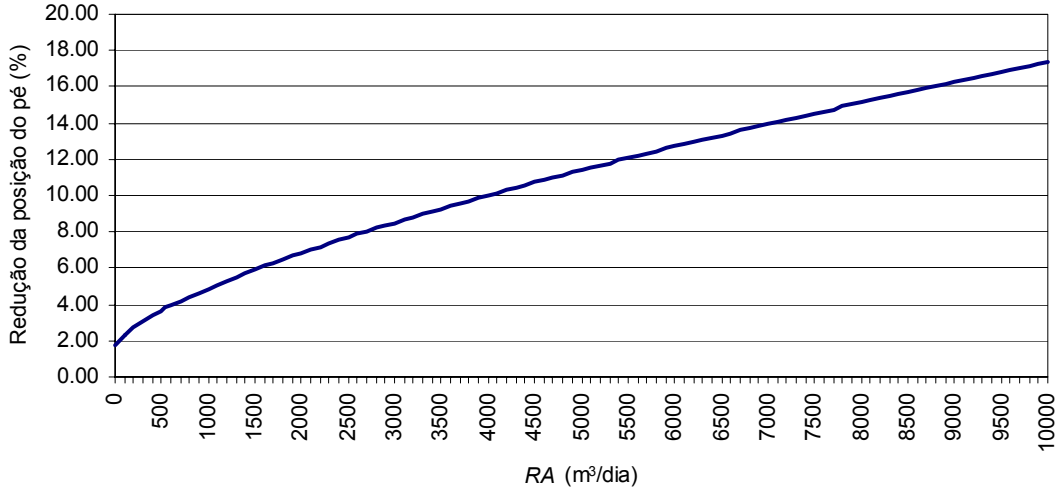


Figura 6 - Redução da intrusão versus recarga

7. RECARGA NECESSÁRIA EM FUNÇÃO DA EXTRACÇÃO

Uma análise que interessa ao decisor operacional será a definição das quantidades necessárias para recarga artificial, de modo a que seja conseguido o aproveitamento integral da capacidade de extracção dos grupos de electrobomba. Admitindo que estarão em funcionamento os furos JCS5 e JCS9, então a quantidade de água necessária para recarga encontra-se no gráfico seguinte:

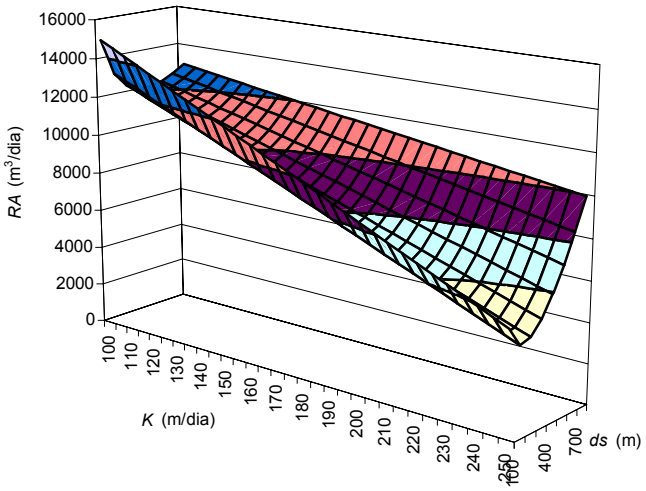


Figura 7 - Recarga necessária para extracção máxima vs condutividade e distância de segurança

Analisando os resultados verifica-se que se a condutividade hidráulica apresentar o valor de 100 m/dia a recarga mínima ocorre para uma distância de segurança de 500 m e que com o aumento daquele parâmetro característico do aquífero o valor mais baixo da quantidade necessária para a recarga artificial vai ocorrendo a uma distância mais próxima do ponto de controlo. Para valores da condutividade maiores ou iguais a 230 m/dia o valor mais reduzido da recarga ocorre quando o pé da interface fica a 300 m do ponto de verificação.

A análise da evolução dos valores da recarga necessária para um dado valor da condutividade hidráulica em função da distância ao ponto de controlo pode realizar-se melhor fazendo um corte na superfície representada na figura anterior. Quando o valor da condutividade é de 200 m/dia aquela evolução encontra-se registada na figura seguinte:

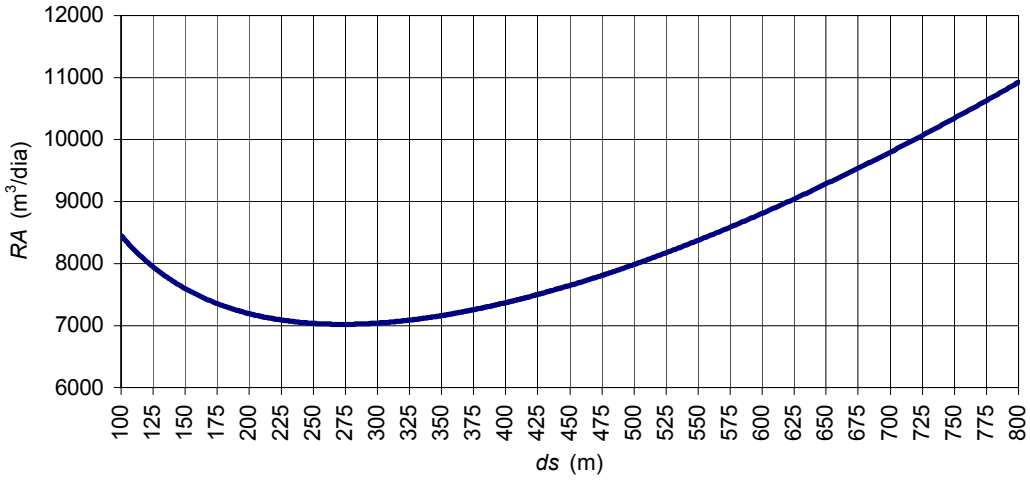


Figura 8 - Recarga necessária para extracção máxima vs *ds* p/ condutividade *K*=200 m/dia

A observação das últimas figuras permite constatar que o valor mínimo da curva da recarga artificial ocorre a uma distância do ponto de controlo que diminui com o aumento do valor da condutividade hidráulica. A representação da distância ao ponto de controlo a que corresponde o valor mínimo da recarga artificial, quando esta é calculada para as distâncias 100, 200, ..., 800 m, está representada na figura seguinte:

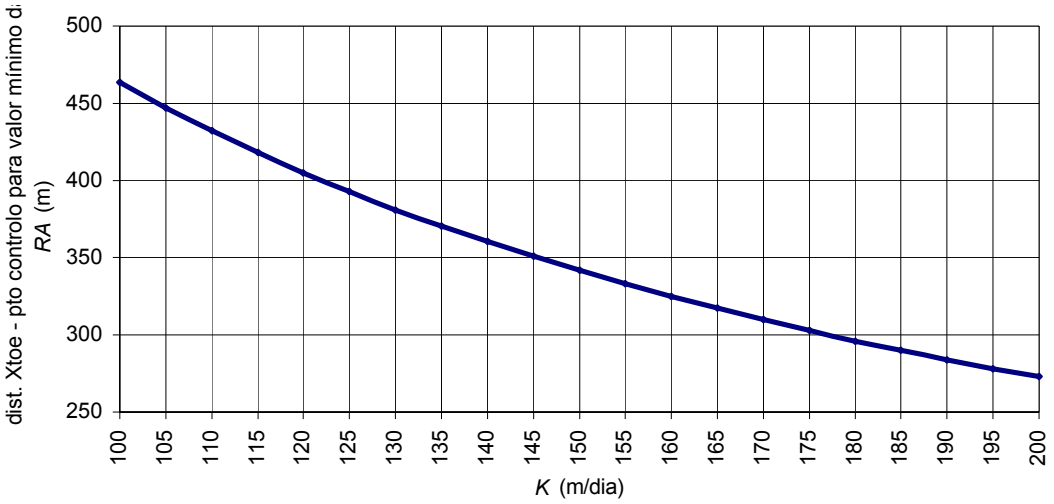


Figura 9 - Distância ao ponto de controlo para os valores mínimos da recarga necessária para extracção máxima vs condutividade

8. CONCLUSÕES

Os aquíferos do litoral são sistemas em equilíbrio dinâmico e, como tal, ao aumento das extracções e/ou à redução da recarga pode corresponder o avanço da cunha salina marinha. Sendo a "produção" de água de abastecimento a partir de origens subterrâneas economicamente vantajosa, poderá ser tentador a exploração daqueles reservatórios naturais. No entanto, interessa que as extracções sejam reguladas para que fiquem prevenidos os efeitos nefastos da intrusão salina. Assim, a gestão controlada e sustentável de aquíferos costeiros consiste na conveniente localização das captações e dos locais de recarga, na definição das quantidades a extrair e na determinação das quantidades de água convenientes para recarga. Estas medidas contribuem para manter sob controlo o volume de água salgada no aquífero.

Os princípios de gestão de bens limitados recomendam, quando aplicados aos recursos hídricos, a utilização integrada e complementar das origens de água disponíveis na região. A segurança na continuidade do abastecimento será reforçada dispondo permanentemente na região de origens alternativas operacionais. Os aquíferos não devem apenas ser considerados como mananciais a preservar como reserva estratégica, mas sim como origens que devem ser utilizadas de forma contínua, no entanto controlada.

O aquífero Mexilhoeira Grande - Portimão sofreu ao longo das últimas décadas um progressivo agravamento da qualidade da água, consubstanciado, por exemplo, no aumento dos teores de cloretos. No entanto, por razões económicas e estratégicas será racional a manutenção de algumas captações, desde que seja possível manter sob controlo o volume de água salgada no aquífero. A redução das extracções, em relação aos tempos em que diversas captações funcionavam, a selecção de alguns furos implantados em locais mais afastados da água salgada e o incremento da recarga permitem a utilização de parte da água que seria descarregada no mar sem qualquer aproveitamento. Os resultados dos estudos realizados permitem concluir que o incremento da recarga pode ser usado

como medida de gestão deste aquífero costeiro. Esta medida permite o aproveitamento de recursos hídricos a baixo custo, contribui para o controlo da cunha salina e possibilita o aumento das extracções de água doce. Adopta-se, assim, uma perspectiva global de gestão dos recursos hídricos disponíveis nesta região costeira algarvia.

A metodologia desenvolvida define, face a eventuais valores dos parâmetros que caracterizam o aquífero e da distância de segurança, o conjunto de caudais a extrair do aquífero e a quantidade de água a usar na recarga para que se mantenha o controlo sobre a intrusão salina. O conceito de distância de segurança admissível em relação a pontos de controlo permite a definição das estratégias de gestão versus risco admitido pelo decisor.

A implementação de um sistema de recarga artificial de um aquífero envolve a realização de estudos técnico-económicos multidisciplinares. No entanto, a análise quantitativa dos efeitos da recarga na gestão de aquíferos do litoral potencialmente sujeitos à intrusão salina recomendam o incremento da infiltração de água. Sendo possível a utilização dos recursos hídricos superficiais vizinhos e desde que o custo da operação de recarga artificial se mantenha reduzido, então os resultados do modelo de gestão poderão revelar-se, também, como políticas viáveis de gestão dos recursos hídricos disponíveis nas regiões costeiras. As soluções disponibilizadas constituem uma parcela de um conjunto de acções que poderão ser implementadas para uma utilização conjuntiva, controlada e sustentável dos recursos hídricos subterrâneos e superficiais desta área costeira.

AGRADECIMENTOS

Os autores registam o apoio dado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia ao Centro de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Este trabalho foi realizado com o apoio parcial do projecto POCTI/ECM/2512/9. Agradecemos aos antigos Serviços Municipalizados de Portimão (hoje EMARP) a cedência dos diversos dados usados neste trabalho.

SIMBOLOGIA

C_{RA} - Custo da recarga artificial com água de ribeira;
ε - Parâmetro que simula a incerteza associada às condições de mercado;
ds - distância de segurança;
K - condutividade hidráulica;
Q_i - caudal da captação *i*;
*QJCS*5 - Extracção diária no furo *JCS*5;
*QJCS*9 - Extracção diária no furo *JCS9*;
$Q_{máx}$ - Extracção máxima de cada captação;
$Q_{mín}$ - Extracção mínima de cada captação;
Q_{sub} - Extracção subterrânea diária;
RA - Quantidade diária de água para recarga artificial;
x_i e y_i são as coordenadas da captação *i*;
X_{toe} - distância do pé da interface ao mar.

BIBLIOGRAFIA

EMARP Empresa Municipal de Águas e Resíduos de Portimão, – "Relatório de actividades e de contas", Portimão, 2000;

ESSAID, H.I. – "The Computer Model SHARP", Water-Resources Investigations Report 90-4130, U.S. Geological Survey, California,1990;

FERREIRA DA SILVA, Júlio e HAIE, Naim. Gestão Optimizada à escala regional de Sistemas Aquíferos Potencialmente Sujeitos à Intrusão Salina - Uma primeira abordagem pela metodologia simulação-optimização. 6º Congresso Nacional da Água; Porto, 18/22 Março, 2002;

FERREIRA DA SILVA, Júlio e HAIE, Naim – "Utilização controlada e sustentável de aquíferos costeiros. Estudos para o aproveitamento dos recursos hídricos subterrâneos disponíveis no sistema aquífero Mexilhoeira Grande – Portimão", Jornadas Luso-Espanholas As Águas subterrâneas no sul da península Ibérica. Faro, 23/26 Junho, 2003;

INAG. Bases de dados do Serviço Nacional de Informação de Recursos Hídricos; http://snirh.inag.pt/, 2003;

INAG - "Sistema aquíferos de Portugal continental - Sistema aquífero Mexilhoeira Grande-Portimão", Lisboa, 2000;

ROSA, F. G. Lucas da, -"Captações, Tratamento e distribuição de água no concelho de Portimão. Problemas-possíveis soluções", Universidade do Algarve, 1997;

SALGUEIRO, Ana Rita - "Caracterização Estocástica do Sistema Aquífero da Mexilhoeira Grande – Portimão", Dissertação para obtenção do grau de mestre em Georrecursos, IST, 2001;

STRACK, O. D. L. - "A Single-potential solution for regional interface problems in coastal aquifers", Water Resources Research, 12, 1976, pp. 1165-1174;

STRACK, O. D. L. - "Groundwater Mechanics", Prentice Hall, 1989.

AVALIAÇÃO DA RECARGA DO SISTEMA AQUÍFERO DOS GABROS DE BEJA SEGUNDO CRITÉRIOS MÚLTIPLOS – DISPONIBILIDADES HÍDRICAS E IMPLICAÇÕES AGRO-AMBIENTAIS

Eduardo A. PARALTA
Geólogo. Bolseiro de Doutoramento FCT. Departamento de Hidrogeologia do Instituto Geológico e Mineiro, Estrada da Portela, Ap. 7586, 2720-866 Alfragide, tel. 351.21.4705400
Email: eduardo.paralta@igm.pt

Manuel M. OLIVEIRA
Geólogo. Assistente de Investigação do Núcleo de Águas Subterrâneas, Departamento de Hidráulica e Ambiente, LNEC, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Tel. 21 844 34 36, Fax 21 844 30 16,
Email: moliveira@lnec.pt

Maciek W. LUBCZYNSKI
Hidrogeólogo. ITC - International Institute for Aerospace Survey and Earth Science. Hengelosestraat 99,
P.O.Box 6; 7500 AA Enschede; The Netherlands, Tel: +31-53-4874277; Fax: +31534874336;
Email: lubczynski@itc.nl

Luís F. RIBEIRO
Engenheiro de Minas. Professor Auxiliar, CVRM-Centro de Geo-sistemas do IST, Av. Rovisco Pais, 1096 Lisboa, Tel. 351.21.841724
Email: nlrib@alfa.ist.utl.pt

Resumo

O Sistema Aquífero dos Gabros de Beja, ocupa uma área aproximada de 350 km^2 e constitui um dos mais importantes reservatórios de águas subterrâneas instalado em rochas cristalinas básicas na região semi-árida do Alentejo (Sul de Portugal).

Os recursos hídricos subterrâneos são usados no abastecimento público de três concelhos e regadio. Trata-se fundamentalmente de uma região rural, com solos de boa qualidade, onde se pratica a monocultura cerealífera extensiva.

A partir de informação histórica recolhida na CM de Beja sobre o volume de extracções anuais e registos obtidos nos últimos 5 anos sobre balanço de massa de cloretos na água subterrânea e de precipitação, modelos de balanço hídrico sequencial diário (Balseq e Earth), curvas piezométricas e distribuição anual da precipitação foi possível obter um intervalo de recarga ou precipitação eficaz para a área do Sistema Aquífero do Gabros de Beja.

Uma correcta avaliação dos recursos hídricos subterrâneos renováveis anualmente é fundamental na gestão dos recursos disponíveis para abastecimento público e agricultura, numa situação de conflito de interesses durante o período estival ou em anos consecutivos de seca.

Também do ponto de vista agro-ambiental é importante definir quais as épocas do ano em que o potencial de lixiviação de fertilizantes é maior, no sentido de contribuir para uma gestão mais racional dos agro-químicos e estimar o volume de perdas para as águas subterrâneas.

Palavras-chave: Recarga; sistema aquífero; balanço hídrico; balanço de cloretos; curvas piezométricas.

1. INTRODUÇÃO E ENQUADRAMENTO HIDROGEOLÓGICO

Os estudos de recarga aquífera são fundamentais em Hidrogeologia para a estimação do volume de recursos hídricos subterrâneos anualmente renováveis e têm implicações directas no planeamento e gestão integrada dos recursos hídricos regionais, especialmente em climas secos, como o do Alentejo, em que a maioria dos concelhos depende dos recursos aquíferos durante o período estival e em épocas de seca prolongada.

De forma muito simples, pode definir-se recarga aquífera como a água que entra na zona saturada (aquífero), preferencialmente a partir da percolação vertical proveniente da zona vadosa, mas também do escoamento lateral a partir das fronteiras do sistema. Neste trabalho serão utilizadas 3 metodologias de avaliação da recarga directa ou seja com origem na precipitação e percolação vertical da água através da zona vadosa até à superfície freática.

Uma correcta avaliação da recarga aquífera é fundamental no cálculo das disponibilidades hídricas para abastecimento público e agricultura, em especial em zonas de conflito de interesses. A recarga tem também implicações no balanço hídrico geral dos sistemas aquíferos ao nível dos caudais ecológicos, em especial nos aquíferos freáticos pouco profundos, com comportamento sazonal efluente sobre as linhas de água e ribeiras.

Noutra perspectiva, a distribuição temporal da recarga tem impacto ao nível das fontes pontuais e difusas de poluição, em especial nos aquíferos vulneráveis, como é o caso do Sistema Aquífero (SA) dos Gabros de Beja, através da remobilização e lixiviação dos agro-químicos e fertilizantes em excesso no solo até à zona saturada, que se encontra normalmente a pouca profundidade.

De facto, este sistema constitui um importante reservatório aquífero em rochas básicas, vulnerável à poluição por nitratos de origem agrícola, que normalmente excedem o VMA para consumo humano (50 mg/L), com oscilações sazonais importantes, que podem ser relacionadas com as épocas de fertilização e com o decorrer do ano hidrológico, ou seja, com a distribuição da precipitação e por conseguinte dos episódios de recarga (Paralta, 2001; Paralta & Ribeiro, 2003).

Relativamente ao Sistema Aquífero dos Gabros de Beja, estão referenciados na bibliografia trabalhos de Oliveira & Lobo Ferreira (1994) que apontam para uma taxa de recarga de 30% da precipitação média anual. Em Duque (1997) admite-se uma taxa de recarga média de 4%, em resultado da calibração matemática do modelo de fluxo. Nas conclusões do projecto ERHSA (Estudo dos Recursos Hídricos Subterrâneos do Alentejo) admite-se para o Sistema Aquífero dos Gabros de Beja uma recarga média de 10% (CCR Alentejo, 2003).

Em Paralta (2001) considera-se uma recarga média anual entre 10 e 20%, com base no balanço de cloretos e no balanço hídrico entre a precipitação e as extracções contabilizadas na bacia hidrográfica de Pisões, em Beja.

A primeira fase de avaliação da recarga aquífera depende de disponibilidade de informação relativa a diversos parâmetros do sistema como sejam dados climáticos, hidrológicos, geomorfológicos, geológicos e de ocupação do solo, uma vez que da cobertura vegetal depende a evapotranspiração que é um parâmetro fundamental do balanço hídrico.

A informação hidrogeológica pode fornecer elementos para a aplicação de metodologias baseadas em traçadores, análise das flutuações piezométricas e aplicação da Llei de Darcy ao escoamento em meio saturado.

A recarga aquífera pode ser abordada sob várias metodologias:

I) Métodos Directos
- Balanço hídrico (formulação empírica);
- Modelos Físicos (balanço entre águas subterrâneas e superficiais);
- Modelos de circulação da zona vadosa (modelos determinísticos);
- Traçadores (químicos, bacteriológicos, orgânicos e isotópicos).

II) Métodos Indirectos (zona saturada)
- Oscilação Piezométrica;
- Lei Darcy.

Os *métodos directos* descrevem a recarga como um mecanismo de percolação da água desde o solo até ao aquífero, entrando com parâmetros como a variação de humidade no solo, evapotranspiração (ET), caudal de escoamento superficial, etc., para obter uma estimativa da recarga.

Os métodos indirectos utilizam informação piezométrica como indicadores da recarga efectiva, ou seja, sempre que há variações positivas do nível piezométrico estamos perante um episódio de recarga possível de quantificar, desde que se conheçam alguns parâmetros básicos do sistema hidrogeológico, como o Coeficiente de armazenamento (S), o Coeficiente de recessão CR (período de tempo entre o episódio de precipitação e a resposta do aquífero), a Condutividade hidráulica (K), etc.

Recentemente, têm sido aplicadas com sucesso técnicas de Detecção Remota baseadas em micro-ondas para obter informação multitemporal sobre humidade do solo que é integrada nos modelos de balanço hídrico, obtendo-se desta forma uma estimativa da recarga (Gouweleeuw, 2000).

A área de estudo é constituída pelo SA dos Gabros de Beja, que ocupa uma extensão aproximada de 350 km^2 entre Ferreira do Alentejo (a W), Beja (ao centro) e Serpa (a E), conforme ilustrado na figura 1.

Os solos são conhecidos por Barros de Beja e possuem elevada aptidão agrícola. Trata-se de um aquífero freático, pouco profundo e de risco elevado de poluição por nitratos de origem agrícola, uma vez que a época de aplicação de fertilizantes nas culturas cerealíferas coincide com o semestre húmido e, por conseguinte, com a época de recarga do sistema.

Acrescem ainda outros factores de interesse, relacionados com a alteração da ocupação do solo e das práticas agrícolas tradicionais, como sejam a introdução de novas culturas e o desenvolvimento do regadio, que actualmente se faz maioritariamente à custa das águas subterrâneas, mas que de futuro se prevê estar integrado no plano de rega do empreendimento de Alqueva.

Segundo Duque (1997), a precipitação média obtida para as séries de 1955/56-1995/96 na área do SA dos Gabros de Beja varia entre 525 mm/ano em Ferreira do Alentejo, 578 mm/ano em Beja e 508 mm/ano em Serpa, no limite oriental do sistema.

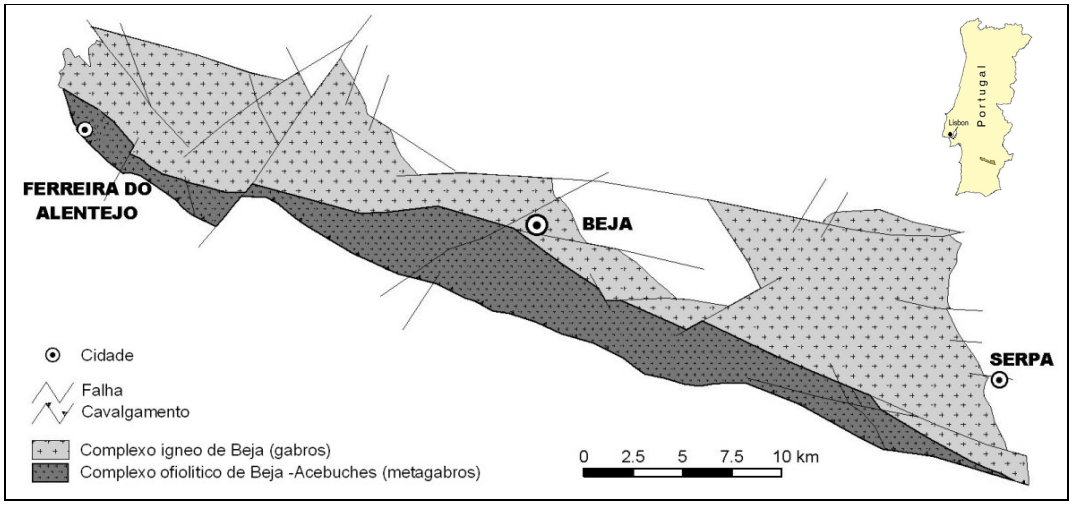


Figura 1 – Enquadramento geográfico dos Sistema Aquífero dos Gabros de Beja.

Uma caracterização hidrogeológica mais pormenorizada do Sistema Aquífero dos Gabros de Beja e dos respectivos problemas agro-ambientais pode ser encontrada em Duque (1997), Paralta & Francês (2000) e Paralta (2001).

2. METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DA RECARGA

Estão referenciados na bibliografia inúmeros modelos matemáticos com aplicação no cálculo da recarga e modelação de fluxo e transporte de massa no solo e zona vadosa. No âmbito deste trabalho aplicaram-se 4 metodologias distintas e complementares de forma a efectuar um estudo comparativo dos resultados obtidos e a respectiva análise crítica:

1. Traçadores Químicos (Balanço de Cloretos);
2. Balanço Hídrico Sequencial Diário – Modelo EARTH;
3. Balanço Hídrico Sequencial Diário – Modelo BALSEQ;
4. Quantificação das Extracções.

Apresenta-se seguidamente uma breve introdução teórica a cada um dos métodos e os respectivos parâmetros utilizados no cálculo da recarga do SA dos Gabros de Beja.

2.1 Traçadores Químicos - Balanço de Cloretos

A recarga aquífera pode ser estimada a partir de traçadores químicos como o Cloreto, que são produzidos naturalmente na atmosfera terrestre.

A concentração de Cloreto no solo e até à profundidade radicular da vegetação dominante, aumenta em resultado da evapotranspiração. Para profundidades superiores, permanece aproximadamente constante, podendo ser usado como traçador químico.

A partir do valor das concentrações em cloreto da água da chuva e de amostras de água do aquífero é possível obter um balanço de massa do ião Cloreto de acordo com expressão simplificada [1],

conforme Custódio & Llamas (1996), assumindo que se trata de um elemento conservativo e que não existem fontes anómalas, naturais ou antrópicas de cloreto:

$$I_e = I / P \cong C_p / C_i \qquad [1]$$

em que,

I_e - infiltração eficaz ou recarga
I – água de infiltração profunda (mm)
P – precipitação média anual (mm)
C_p – concentração em cloreto na água de precipitação
C_i - concentração em cloreto na água de infiltração profunda

2.2 Balanço Hídrico Sequencial Diário – Modelo EARTH

O modelo EARTH é um modelo de avaliação da recarga aquífera e transporte de humidade no solo e zona vadosa que faz uma combinação dos métodos directos e indirectos de abordagem da recarga.

É um modelo de parâmetros hidrológicos usado na simulação da recarga e evolução piezométrica sazonal. O modelo foi desenvolvido em 1989 por Van der Lee, J. C. Gehrels e A. Gieske para o projecto GRES (Groundwater Recharge Evaluation Study). Está especialmente vocacionado para condições de clima semi-árido e permite simular igualmente o escoamento superficial e o caudal de escoamento de pequenas bacias hidrográficas.

O modelo EARTH pode ser aplicado na modelação de um vasto conjunto de variáveis agro-hidro-meteorológicas e hidrogeológicas essenciais para caracterizar o balanço hídrico de um sistema aquífero, nomeadamente no cálculo dos seguintes parâmetros.

- Superhávit hídrico;
- Escoamento superficial;
- Teor de humidade do solo e transporte na zona vadosa;
- Evapotranspiração real;
- Recarga de aquíferos;
- Evolução piezométrica.

O programa funciona em ambiente DOS e utiliza ficheiros de *input* e *output* ASCII. O modelo EARTH testado neste trabalho, é composto por 4 módulos principais e 1 módulo relativo ao escoamento superficial, segundo o fluxograma da figura 2 (Van der Lee & Gehrels, 1990).

As principais atribuições de cada módulo são as seguintes:

MAXIL (MAXimum Interception Loss) - Estima o superhavit hídrico;

- SOMOS (SOil MOisture Storage) - Calcula o balanço de massa na zona vadosa e determina o fluxo de percolação profunda;
- SUST (SUrface STorage) - Calcula as perdas por escoamento superficial;
- LINRES (LInear REServoir routing) - Distribui a percolação calculada no módulo SOMOS em função do tempo para a zona não saturada, entre as raízes das plantas e o nível freático;

- SATFLOW (SATurated FLOW model) – modelo unidimensional para o meio saturado que converte a recarga proveniente do modulo LINRES em oscilação piezométrica, conhecido o Coeficiente de armazenamento e o Coeficiente de recessão.

A formulação matemática do modelo EARTH pode ser consultada em Van der Lee & Gehrels (1990), pelo que neste trabalho se descreve apenas a formulação referente ao módulo SATFLOW que calcula a curva piezométrica em função da recarga estimada pelo módulo LINRES, admitindo um determinado Coeficiente de armazenamento STo.

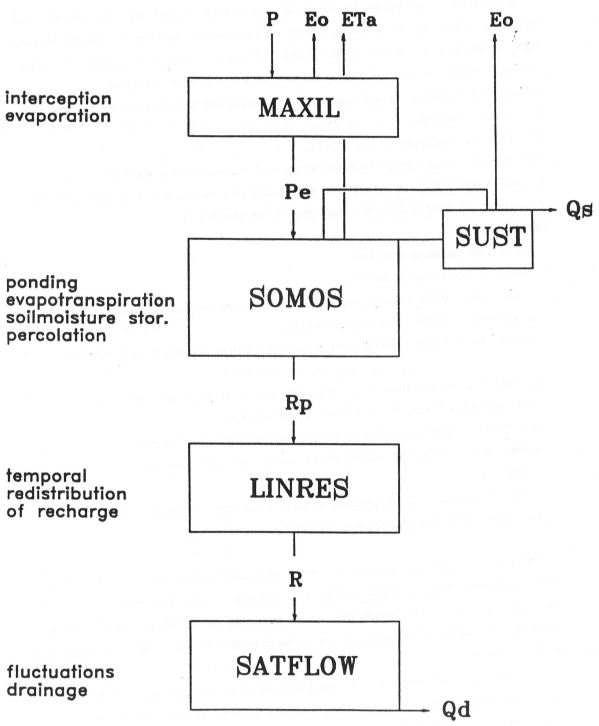


Figura 2 - Fluxograma de funcionamento do modelo numérico de balanço hídrico sequencial diário EARTH.

O módulo SATFOLW funciona *per si* como um modelo hidrogeológico unidimensional determinístico que utiliza como *input* a recarga calculada nos módulos anteriores. A equação que traduz a oscilação piezométrica é a seguinte (Van der Lee & Gehrels, 1990):

$$h = RC \frac{R}{STo} - RC \cdot (h') \qquad [2]$$

em que:
h – nível piezométrico [L]
h`- derivada de h em função do tempo [$L.T^{-1}$]
RC – coeficiente de recessão [T]
R – recarga [$L.T^{-1}$]
STo – coeficiente de Armazenamento

Esta equação é uma função linear que pode ser resolvida em função do tempo como se indica:

$$h_t = h_{t-1} - \frac{TS}{RC} h_k + TS \frac{R}{STo} \quad [3]$$

em que:
k = intervalo de tempo
TS – time step
método explicito (incrementos de tempo negativos): k = t-1
método implicito (incrementos de tempo positivos): k = t

O coeficiente de recessão RC é proporcional ao Coeficiente de armazenamento e à resistência à percolação (DR), podendo ser descrito pela fórmula (Van der Lee, 1989):

$$RC = B \cdot STo \cdot DR \quad [4]$$

em que:
B – coeficiente de proporcionalidade

A equação [3] foi largamente aplicada na Holanda como um modelo independente com resultados muito satisfatórios. O modelo utiliza a solução implícita (Van der Lee & Gehrels, 1990).
O modelo EARTH está vocacionado para climas secos com precipitações concentradas em determinadas períodos e para aquíferos freáticos ou não confinados, com respostas rápidas aos episódios de recarga.

Os parâmetros necessários ao funcionamento do modelo foram obtidos da bibliografia existente sobre o Sistema Aquífero dos Gabros de Beja (Costa, 1987; Duque, 1997 e Paralta, 2001) e trabalhos de campo recentes do primeiro autor desta comunicação.

Utilizaram-se registos diários de precipitação e evapotranspiração potencial, determinada pelo método de Penman-Monteith da FAO (Allen et al., 1998), para os anos hidrológicos de 2001 a 2003

2.3 Balanço Hídrico Sequencial Diário – Modelo BALSEQ

O modelo BALSEQ (Lobo Ferreira, 1981) é um modelo numérico de balanço hídrico sequencial diário a nível do solo, desenvolvido em 1981 por Lobo Ferreira para a estimativa da recarga de águas subterrâneas na ilha de Porto Santo. O fluxograma deste modelo apresenta-se na Figura 3. Este modelo já teve diversas aplicações a nível nacional (p. ex. na ilha de Porto Santo (Lobo Ferreira *et al*., 1981), ou na península de Setúbal (Oliveira *et al.*, 1994)), e a nível internacional (p. ex. na India, no concelho de Bardez, estado de Goa (Chachadi *et al*., 2001) ou em Kakinada (Chachadi *et al.*, 2002)). Apresentam-se resumidamete os fundamentos do método.

Para o caso de uma área onde não exista recarga artificial, não haja escoamento superficial a entrar na área e o nível freático se encontre sempre abaixo da profundidade do solo sujeita a evapotranspiração, a equação de balanço hídrico para o solo nessa área pode expressar-se por:

$$P - ETR - \Delta A_l - E_d - I_p = \varepsilon \quad [5]$$

onde *P* é a precipitação, *ETR* é a evapotranspiração, ΔA_l é a variação (*final - inicial*) do armazenamento de água no solo, E_d é o escoamento superficial, I_p é a infiltração profunda (infiltração abaixo da espessura do solo) e ε é o erro de cálculo do balanço.

O balanço hídrico sequencial mede ou estima os termos P, ETR, E_d e ΔA_l, calculando I_p pela resolução da Eq. 5 considerando $\varepsilon = 0$.

Assume-se posteriomente que a recarga (R) é igual à infiltração profunda (I_p):

$$R = I_p = P - ETR - \Delta A_l - E_d \qquad [6]$$

Para a aplicação sequencial desta fórmula, é necessário conhecer os valores de P e da evapotranspiração potencial (ETP) referidos a cada intervalo de tempo do balanço, assim como do valor da quantidade máxima de água no solo disponível para evapotranspiração ($AGUT$):

$$AGUT = (c_c - p_e) \, . \, r_p \qquad [7]$$

onde c_c é a capacidade de campo do solo, p_e é o ponto de emurchecimento e r_p é a profundidade do solo sujeita a evapotranspiração (normalmente a profundidade das raízes das plantas).
Para estimar o escoamento superficial utiliza-se o método do United States Soil Conservation Service (USSCS), que define o número característico de escoamento (NC) em função do tipo de solo e do uso do solo. Os valores de NC variam entre 0 (correspondendo a um solo de permeabilidade vertical infinita, em que toda a água se infiltra no solo), e 100 (que corresponde a uma zona completamente impermeável). Na Figura 3 apresenta-se a fórmula de cálculo do escoamento superficial.

Para a caracterização do tipo de solo consideram-se quatro classes (A a D):

Os solos tipo A apresentam baixo potencial de escoamento directo e elevadas intensidades de infiltração, mesmo quando completamente humedecidos. Incluem principalmente areias profundas com drenagem boa ou excessiva. Possuem uma elevada transmissividade.

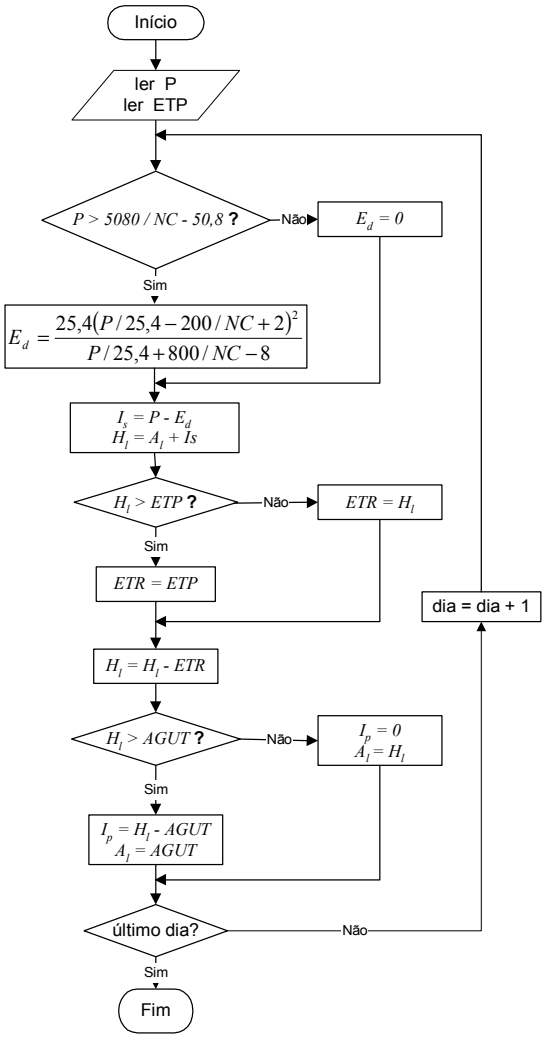
Os solos do tipo B apresentam potencial de escoamento directo abaixo da média e intensidades de infiltração moderadas, quando completamente humedecidos. Incluem principalmente solos medianamente profundos, com textura moderadamente fina e moderadamente grosseira, e medianamente drenados. Possuem uma transmissividade média.

Os solos do Tipo C têm potencial de escoamento directo acima da média e baixas intensidades de infiltração, quando completamente humedecidos. Incluem principalmente solos com camadas impermeáveis subjacentes e solos com textura moderadamente fina. Estes solos possuem uma transmissividade baixa.

Os solos do tipo D apresentam um potencial de escoamento directo elevado e intensidades de infiltração muito baixas quando completamente humedecidos. Incluem essencialmente solos argilosos expansíveis, solos com o nível freático permanentemente próximo da superfície e solos com substratos impermeáveis a pouca profundidade. Estes solos possuem uma transmissividade muito baixa.

Oliveira *et al* (1997) caracterizaram os solos nas classes A a D em função das descrições dos solos representados nas cartas de solos de Portugal à escala 1:50 000. Utilizando as mesmas descrições os mesmos autores caracterizam os parâmetros c_c e p_e que são utilizados para o cálculo do $AGUT$.

Com base na cartografia Corine Land Cover e nas tabelas do USSCS, Vermeulen *et al.* (1993) apresentaram uma tabela do parâmetro NC em função da legenda dessa carta e do tipo de solo (A a D). Também com base na cartografia Corine Land Cover os mesmos autores apresentam os valores aproximados da profundidade do solo sujeita a evapotranspiração (r_p).



P = precipitação
ETP = evapotranspiração potencial
NC = número característico de escoamento
E_d = escoamento directo
I_s = infiltração superficial
A_l = água armazenada no solo no final do dia
H_l = água armazenada no solo ao longo do dia
ETR = evapotranspiração real
AGUT = quantidade máxima de água disponível no solo para evapotranspiração
I_p = infiltração profunda

Figura 3 - Fluxograma de funcionamento do modelo numérico de balanço hídrico sequencial diário BALSEQ.

O modelo BALSEQ permite estimar a infiltração profunda diária. Assumindo que não há camadas menos permeáveis na zona vadosa abaixo do solo, o valor da infiltração profunda calculado para cada dia traduzirá o valor de recarga que ocorrerá mais tarde.

As variáveis c_c, p_e, r_p e tipo de solo, definidas a partir das tabelas referidas anteriormente em função dos solos existentes na área de estudo e da ocupação do solo assumem os valores apresentados no Quadro I. A ocupação do solo na área de estudo é feita pela cultura de cereais (trigo).

Quadro I – Caracterização das variáveis c_c, p_e, r_p, tipo de solo e AGUT.

Solo	cc (-)	pe (-)	rp (mm)	AGUT	tipo de solo
Bp	0,307	0,140	500 - 600	83 -100	D
Bpc	0,398	0,195		101 - 122	D
Cp	0,415	0,204		105 -127	D

Dado o intervalo de valores apresentados. optou-se por correr o modelo BALSEQ para valores de AGUT de 100 e 120 mm (capacidade de campo). A cultura de cereais num solo do tipo D permite caracterizar o NC com o valor de 85.

Utilizaram-se registos diários de precipitação e evapotranspiração potencial, considerada igual à evapotranspiração de referência, determinada pelo método de Penman-Monteith da FAO (Allen et al., 1998) para o período entre Setembro de 2001 e Julho de 2003 na região de Beja.

2.3 Quantificação das Extracções.

A longo prazo, num sistema em equilíbrio, as extracções de águas subterrâneas equivalem à recarga que ocorre na zona de influência das captações. Por esse motivo, o somatório das extracções é um bom estimador da recarga que ocorreu, com a vantagem de ter um grau elevado de exactidão por ser uma variável mensurável, com possibilidade de não comportar erros de medição.

3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1 Traçadores Químicos - Balanço de Cloretos.

Para a aplicação desta metodologia dispõe-se de um conjunto total que é constituído por 66 amostras de Duque (1997), colhidas no Verão de 1995 e por 35 amostras provenientes da área de Beja, entre 1997 e 1998 (Paralta, 2001). Acrescem ainda 54 determinações efectuadas no sector Serpa-Brinches, entre 1997 e 2002 (Serra, 2002), perfazendo um total de 155 determinações do ião cloreto em mais de uma centena de origens.

O Quadro II indica a distribuição estatística do teor em cloreto das amostras consideradas.

Quadro II
Estatística do teor em Cloreto no SA dos Gabros de Beja (mg/L)

Amostras	**Mínimo**	**Q_1**	**Mediana**	**Média**	**Q_3**	**Máximo**	**Desv. Padrão**
155	13.0	22.0	32.5	48.2	59.4	235.0	39.8

Relativamente à ocorrência de cloretos na água da chuva dispõem-se de 25 amostras colhidas entre 1997 e 2003 nas localidades de Beja (7 amostras), Serpa (5 amostras) e Ferreira do Alentejo (13 amostras).

O Quadro III indica a distribuição estatística do teor em Cloreto na água da chuva.

Quadro III
Estatística do teor em Cloreto na água da chuva do SA dos Gabros de Beja (mg/L)

Amostras	**Mínimo**	**Q_1**	**Mediana**	**Média**	**Q_3**	**Máximo**	**Desv. Padrão**
25	0.4	2.2	3.4	4.2	5.5	13.4	3.3

Não considerando os valores extremos, resulta da aplicação da expressão [1] para o intervalo inter-quartil, Q1 a Q3, uma infiltração eficaz na ordem dos 10% da precipitação média anual.

3.2 Balanço Hídrico Sequencial Diário – Modelo EARTH

Os valores obtidos pelo modelo EARTH encontram-se ainda em processo de calibração com as observações piezométricas disponíveis de 3 piezómetros, monitorizados regularmente pelo IGM desde 2001. Os resultados preliminares apontam, no entanto, para valores de recarga bastante superiores aos dos restantes métodos e serão apresentados oralmente durante o 6º SILUSBA.

3.3 Balanço Hídrico Sequencial Diário – Modelo BALSEQ

De acordo com as características hidráulicas dos Barros de Beja, optou-se por correr o modelo BALSEQ para valores de AGUT (capacidade de campo) de 100 e 120 mm. A cultura de cereais num solo do tipo D permite caracterizar o NC com o valor de 85.

Utilizaram-se registos diários de precipitação e a evapotranspiração potencial, considerada igual à evapotranspiração de referência determinada pelo método de Penman-Monteith da FAO (Allen et al., 1998), para o período entre Setembro de 2001 e Julho de 2003 na região de Beja. Desta forma foi possível calcular a recarga para os anos hidrológicos de 2001/2002 e 2002/2003.

Os resultados obtidos do balanço hídrico sequencial diário estão resumidos nos Quadros IV e V que indicam os valores anuais e mensais respectivamente, considerando uma capacidade de campo de 100 e 120 mm.

Quadro IV
Recarga anual na região de Beja para os anos hidrológicos de 2001/2002 e 2002/2003

Ano Hidrológico (cc = 100 mm)	Prec. (mm)	Recarga (mm)	Recarga (%)	Ano Hidrológico (cc = 120 mm)	Prec. (mm)	Recarga (mm)	Recarga (%)
2001/2002	651,8	36,4	5,6	**2001/2002**	651,8	16,5	2,5
2002/2003	537,1	82,2	15,3	**2002/2003**	537,1	62,2	11,6
Média	594,5	59,3	10,5	**Média**	594,5	39,4	7,1

Quadro V
Recarga mensal na região de Beja para os anos hidrológicos de 2001/2002 e 2002/2003

MÊS	Out-01	Nov-01	Dez-01	Jan-02	Fev-02	Mar-02	Abr-02	Mai-02	Jun-02	Jul-02	Ago-02	Set-02	TOTAL
Recarga (cc = 100 mm)	0	0	0.06	14,0	0	22,5	0	0	0	0	0	0	36,4
Recarga (cc = 120 mm)	0	0	0	0	0	16,5	0	0	0	0	0	0	16,5
MÊS	Out-02	Nov-02	Dez-02	Jan-03	Fev-03	Mar-03	Abr-03	Mai-03	Jun-03	Jul-03	Ago-03	Set-03	TOTAL
Recarga (cc = 100 mm)	0	0	35,7	40,9	5,6	0	0	0	0	0	0	0	82,2
Recarga (cc = 120 mm)	0	0	15,7	40,9	5,6	0	0	0	0	0	0	0	62,2

Uma análise expedita dos resultados obtidos com o modelo BALSEQ, indica que apesar do ano hidrológico de 2001/2002 ter uma precipitação cerca de 20% superior ao ano hidrológico de 2002/2003, a recarga correspondente é muito inferior à do actual ano hidrológico, em virtude da distribuição sazonal da precipitação e, em especial dos episódios torrenciais.

Para efeitos de gestão de recursos hídricos numa base anual ou de ano hidrológico, o balanço hídrico sequencial diário é a única forma rigorosa de avaliar as disponibilidades aquíferas.

Admitindo uma capacidade de campo entre 120 e 100 mm, obtém-se uma recarga média anual que pode variar entre os 3 e os 15%, com valores médios para os 2 últimos anos hidrológicos entre 7 e 11%.

A figura 4 indica a distribuição diária da recarga na região de Beja para os anos hidrológicos de 2001/2002 e 2002/2003, considerando uma capacidade de campo de 100 mm.

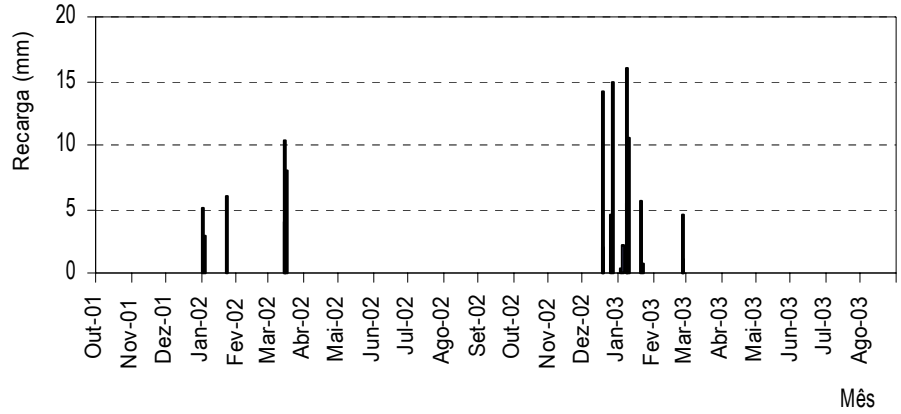


Figura 4 – Distribuição da recarga em Beja nos anos hidrológicos de 2001/2002 e 2002/2003.

Uma análise mais atenta do gráfico obtido com o modelo BALSEQ para uma capacidade de campo de 100 mm indica que nos últimos dois anos hidrológicos ocorreram apenas 20 dias de recarga, o que em termos médios significa 59.3 mm/ano (10.5%). O Quadro VI indica a distribuição dos episódios de recarga.

Quadro VI
Dias com eventos de recarga na região de Beja nos anos hidrológicos de 2001/2002 e 2002/2003

	Recarga (< 5 mm)	**Recarga** (5 mm – 10 mm)	**Recarga** (10 mm – 15 mm)	**Recarga** (> 15 mm)	**Total**
Episódios de Recarga (dias)	**10**	**5**	**4**	**1**	**20**

Admitindo uma capacidade de campo de 120 mm, o número de dias de recarga nos dois últimos anos diminui para 13, correspondente a uma recarga média anual de 39.4 mm (7.1%)

3.4 Quantificação das Extracções

Nas 16 captações municipais de Beja eram captados entre 4 000 a 5 000 m^3 de água subterrânea diariamente, antes da entrada em funcionamento da adução a partir da albufeira do Rôxo em 1985, o que representa em termos médios, a extracção de 1 650 000 m^3 de água subterrânea por ano, mesmo em épocas de estiagem.

A área de recarga ou zona de afluência das captações representa no total 20 km^2, o que significa, em termos médios, que 1 km^2 do aquífero gabro-diorítico pode fornecer cerca de 80 000 m^3 de água subterrânea por ano, embora este valor seja difícil de manter durante os meses de Verão e mais ainda após períodos plurianuais de seca (Paralta, 2000).

Fazendo o balanço entre as extracções anuais de água subterrânea (1 650 000 m^3) e a precipitação média anual (584 mm) na área considerada (20 km^2) que terá sido de 11.7 x 10^6 m^3 (Estação Meteorológica de Beja, séries 1958-88, AGRIBASE, Ministério da Agricultura), verifica-se que as extracções representavam 14% da precipitação média anual. Não foram, no entanto, contabilizados os

consumos para agricultura, pelo que os valores de produtividade aquífera apontados serão seguramente superiores, bem como a recarga (Paralta, 2001).

A consulta de um relatório dos serviços de prospecção geofísica do exército alemão estacionado em Beja indica igualmente valores de recarga do sistema entre 10 e 20%.

4. DISPONIBILIDADES HÍDRICAS E IMPLICAÇÕES AGRO-AMBIENTAIS

Com base no mapa de polígonos de Thiessen de Duque (1997), que considera a precipitação média anual de 6 estações que enquadram o SA dos Gabros de Beja (séries de precipitação entre 1955/56 e 1995/96) e admitindo uma taxa de recarga anual entre 10 e 20 %, obtém-se para o aquífero, em termos médios, recursos hídricos subterrâneos renováveis anualmente entre 18.8 x 10^6 m^3 e 37.5 x 10^6 m^3.

Constata-se, em termos gerais, que a recarga deverá situar-se entre um mínimo de 50 L/m^2/ano e um máximo na ordem dos 115 L/m^2/ano (Figura 5).

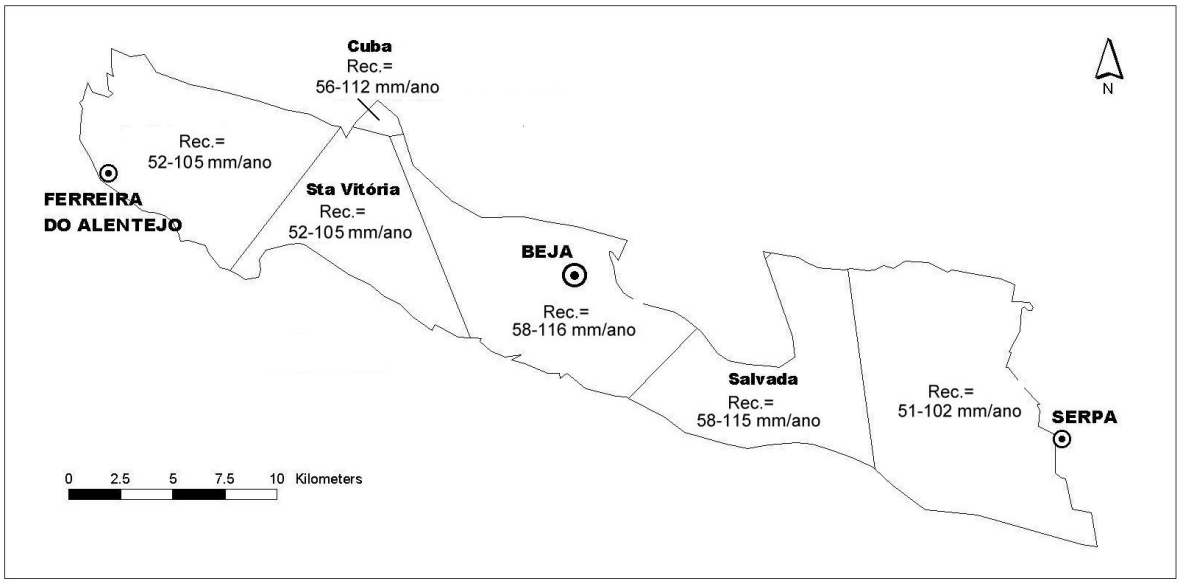


Figura 5 – Recarga anual do SA dos Gabros de Beja (modificado de Duque, 1997).

No entanto, esta abordagem regional da recarga pode não ser muito rigorosa em virtude das alterações locais das características do solo (ex. presença de caliços), ocupação agrícola e arbórea, geomorfologia (declive), espessura da zona vadosa e extensão da área afecta a novos regadios. Será igualmente de considerar as áreas impermeáveis dos aglomerados urbanos e a irregularidade climática, em especial a distribuição temporal dos episódios torrenciais de precipitação.

Os recursos hídricos subterrâneos do complexo gabro-diorítico podem assegurar grande parte do abastecimento público aos concelhos de Ferreira do Alentejo, Beja e Serpa. Actualmente, apenas Ferreira do Alentejo depende exclusivamente das águas subterrâneas para abastecimento público, enquanto a cidade de Beja e a vila de Serpa utilizam origens mistas.

O principal constrangimento em relação à produção de água para consumo humano a partir dos recursos hídricos subterrâneos relaciona-se com teores em nitratos que frequentemente ultrapassam os limites legalmente consignados.

Os processos naturais resultantes da interacção água-rocha no SA dos Gabros de Beja são responsáveis pela fácies carbonatada e algo dura, enquanto a contaminação difusa resultante de práticas agrícolas e elevadas taxas de evapotranspiração podem ser relacionadas com a ocorrência de elevadas condutividades e nitratos e ainda cloretos e sulfatos em concentrações anómalas.

As implicações agro-ambientais da distribuição episódica e concentrada dos eventos de recarga durante o semestre húmido, como ficou demonstrado pela aplicação do modelo de balanço hídrico sequencial diário BALSEQ, são inúmeras.

A irregularidade climática, com frequentes regimes torrenciais, provocam a lixiviação precoce dos fertilizantes e o facto das épocas de fertilização coincidirem com o semestre húmido ou seja com o período de recarga útil dos aquíferos (em especial durante o trimestre Jan-Mar/Abril), provocam alterações sazonais e cumulativas na qualidade da água subterrânea do SA dos Gabros de Beja.

Apesar da ocupação agrícola se basear predominantemente na monocultura cerealífera extensiva, as dotações médias de Azoto são importantes, entre 100 a 120 kg/ha/ano, principalmente distribuídas pelos meses de Novembro/Dezembro (adubação de fundo) e Fevereiro/Março (adubação de cobertura).

A monitorização periódica, entre 1997 e 2000, do teor em nitratos em dezenas de origens de água subterrânea nos arredores de Beja evidenciou que ocorrem perdas importantes de Azoto do sistema solo-planta, para o meio freático, com a predominância sistemática de valores acima de 50 mg NO_3/L. A mediana relativa a 3 anos de monitorização situou-se entre 53 e 86 mg NO_3/L. Constatou-se que os valores médios mais elevados se verificaram entre Março e Junho de 1998 e entre Março e Julho de 2000 (Paralta, 2001).

Estudos idênticos, sobre vulnerabilidade e susceptibilidade à poluição do sector oriental do SA dos Gabros de Beja, situado na margem esquerda do Rio Guadiana e sem ligação hidráulica ao restante aquífero, apontam igualmente para uma situação preocupante de contaminação difusa por nitratos de origem agrícola, normalmente acima do VMA para consumo humano, que pode ser relacionada com a evolução do ano hidrológico e do ano agrícola (Paralta & Francês, 2000; Serra *et al*., 2003).

5. CONCLUSÕES

A aplicação de várias metodologias permitiu definir um intervalo de recarga média anual para o Sistema Aquífero dos Gabros de Beja entre 10 e 20% da precipitação e elaborar o respectivo mapa de recarga.

No estado actual dos conhecimentos, considera-se que o intervalo indicado constitui uma estimativa aceitável para a elaboração de cálculos das disponibilidades hídricas para uma gestão racional do SA dos Gabros de Beja, numa perspectiva de sustentabilidade do recurso, tanto ao nível da quantidade como da qualidade para diversas utilizações

Os resultados obtidos com o modelo BALSEQ e pelo método do Balanço de Cloretos são concordantes, apontando para uma recarga na ordem dos 10%. A partir das extracções municipais contabilizadas na bacia hidrográfica de Pisões obteve-se uma estimativa de recarga de, pelo menos, 14%. Há que ter em atenção que os resultados do modelo BALSEQ se referem aos dois anos hidrológicos mais recentes, enquanto que os resultados obtidos pelos outros dois métodos representam valores médios para séries temporais mais longas.

De acordo com o padrão de distribuição da precipitação na região, conclui-se, em termos gerais, que a recarga média anual deverá situar-se entre um mínimo de 50 L/m^2 e um máximo na ordem dos

115 L/m^2. Integrando para a área total do sistema aquífero, obtém-se, em termos médios, recursos hídricos subterrâneos renováveis anualmente entre 18.8 x 10^6 m^3 e 37.5 x 10^6 m^3.

Os eventos de recarga episódica e concentrada durante o semestre húmido coincidem com as épocas de fertilização (em especial durante o trimestre Jan-Mar/Abril) provocando a lixiviação precoce dos fertilizantes do solo para a zona saturada.

Esta situação ficou demonstrada pela monitorização periódica, entre 1997 e 2000, do teor em nitratos em dezenas de origens de água subterrânea nos arredores de Beja em que a mediana relativa a 3 anos de monitorização oscilou entre 53 e 86 mg NO_3/L. Constatou-se que os valores médios mais elevados se verificaram entre Março e Junho de 1998 e entre Março e Julho de 2000

Estas evidências indicam que o Sistema Aquífero dos Gabros de Beja constitui um aquífero vulnerável, sujeito a contaminação difusa por nitratos de origem agrícola, que importa continuar a monitorizar no sentido de inverter a situação actual, de acordo com as directivas nacionais e europeias, em especial a Directiva Quadro da Água (2000/60/EC) e a directiva relativa à protecção das águas contra a poluição por nitratos (Directiva 91/676/CEE de 12 de Dezembro de 1991).

AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece à Fundação para a Ciência e a Tecnologia do MCES a atribuição da Bolsa de Doutoramento SFRH/BD/10361/2002 que tem permitido a continuação dos trabalhos de investigação. Um agradecimento especial é devido ao técnico de campo do IGM, Amílcar Bartolomeu e ao estudante de mestrado do ITC, Rafael Cortez pela sua contribuição nos trabalhos de campo e no esforço de modelação.

BIBLIOGRAFIA

Allen, R.G.; Pereira, L.S.; Raes, D. & Smith, M. (1998) – "Crop evapotranspiration – Guidelines for computing crop water requirements", FAO, Irrigation and Drainage Paper, nr. 56.

Chachadi, A.G., Moinante, M.J. & Oliveira, M.M., (2002) – Measuring, Monitoring and Managing Sustainability: The Coastal Dimension – Coastin. Gis and Mathematical Modelling for the Assessment of Groundwater Vulnerability to Pollution: Application to an Indian Case-Study Area in Kakinada. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Relatório 279/02 – GIAS, October/2002, 43 pp.

Chachadi, A.G., Raikar, P.S., Lobo Ferreira, J.P. & Oliveira, M.M. (2001) – GIS and Mathematical Modelling for the Assessment of Groundwater Vulnerability to Pollution: Application to an Indian Case Study Area in Goa. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Relatório 115/01-GIAS, April 2001 (69 pp).

Costa, A. M. (1987) – Exploração racional dos recursos hídricos subterrâneos para reforço do abastecimento a Beja. Livro do 2º Congresso sobre o Alentejo. Beja, I volume, pp.383-388.

CCR Alentejo (2003) – Projecto de Estudo dos Recursos Hídricos Subterrâneos do Alentejo. Relatório Final. CCR Alentejo, Évora, 2003.

Duque, J. M. (1997) – Caracterização hidrogeológica e modelação matemática do aquífero dos Gabros de Beja. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa. Lisboa, 210 pp.

Gouweleeuw B. T. (2000) – Satellite passive microwave surface moisture monitoring. Thesis, Vrije Universiteit, Amsterdam. The Netherlands.

Lobo Ferreira, J.P. (1981) - "Mathematical model for the evaluation of the recharge of aquifers in semiarid regions with scarce (lack) hydrogeological data". Proceedings of Euromech 143/2-4 Setp. 1981, Rotterdam, A.A. Balkema (Ed. A. Verruijt e F.B.J. Barends).

Lobo Ferreira, J.P., Baptista, J.M., Rodrigues, J.D. & Cunha, L.V. (1981) - "Estudo global dos recursos hídricos da ilha do Porto Santo". Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Oliveira, M.M.; Moinante, M.J. & Lobo-Ferreira, J.P. (1994) - "Estudo da Caracterização dos Aquíferos e dos Consumos de Água na Península de Setúbal. Contribuição do LNEC para o Relatório da HP a Entregar à EPAL em Fevereiro de 1994. Relatório Final". Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Relatório 37/94 – GIAS.

Paralta, E. & Francés, A. (2000) - Caracterização hidrogeológica e avaliação da vulnerabilidade à poluição do complexo gabro-diorítico de Serpa-Brinches (sector oriental do sistema aquífero dos Gabros de Beja). GeoNovas, nº14, Porto, pp. 27-35.

Paralta, E. & Ribeiro, L. (2000) - Análise variográfica e cartografia de risco da contaminação por nitratos na região de Beja. Recursos Hídricos, APRH, vol. 21, nº3, Lisboa, pp. 47 – 58.

Paralta (2001) – Hidrogeologia e Modelação Estocástica da Contaminação por Nitratos do Aquífero Gabro-diorítico da Região de Beja. Tese de Mestrado em Georrecursos. IST/Centro de Geo-Sistemas, Lisboa, 157 pp.

Paralta, E. & Ribeiro, L. (2003) - Monitorização e Modelação Estocástica da Contaminação por Nitratos do Aquífero Gabro-diorítico na Região de Beja – Resultados, Conclusões e Recomendações. Seminário sobre Águas Subterrâneas. LNEC, 27-28 de Fevereiro de 2003, Lisboa, 30 pp.

Serra, E. (2002) – Vulnerabilidade e risco de poluição agrícola no sistema aquífero dos Gabros de Beja (sector da margem esquerda do rio Guadiana). Trabalho Final de Curso de Licenciatura em Engenharia do Ambiente. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 87 pp.

Serra, E.; Paralta, E.; Nascimento, J. & Ribeiro, L. (2003) – Análise Comparativa de Dois Índices de Poluição Agrícola no Sistema Aquífero dos Gabros de Beja (Sector da Margem Esquerda do Rio Guadiana). Seminário sobre Águas Subterrâneas. LNEC, 27-28 de Fevereiro de 2003, Lisboa, 18 pp.

Van der Lee & Gehrels, J. C. (1990) – Modelling Aquifer Recharge. Introduction to the Lumped Parameter Model EARTH. Hydrological Report, Free University of Amsterdam. The Netherlands, 1990, 30 pp.

2000/60/EC – Directiva Quadro da Água. Jornal Oficial das Comunidades, Comissão Europeia Bruxelas, 22 de Dezembro de 2000.

MODELIZAÇÃO HIDRODINÂMICA DA BAÍA DE MAPUTO

S.J.V CANHANGA
Estudante do mestrado em Ciências das Zonas Costeiras, Universidade de Aveiro.
Estagiário no Instituto de Hidrografia e Navegação (INAHINA)
AV. Karl Marx, 153 C.P. 2089 – Maputo, Moçambique
scanhanga@yahoo.com.br

J.M. DIAS
Professor Auxiliar
Departamento de Física, Universidade de Aveiro, Campus de Santiago.
3810-193, Aveiro, Portugal
jdias@fis.ua.pt

RESUMO

A Baía de Maputo é um dos mais importantes sistemas costeiros da zona sul de Moçambique. Localiza-se entre os paralelos 25º 55' e 26º 10' Sul e os meridianos 32º 40' e 32º 55' Este (BARATA *et al*, 2001). É adjacente pelo lado Oeste à cidade de Maputo e junta-se ao oceano Índico do lado Norte, fazendo fronteira Este com a Ilha de Inhaca e península de Machangulo.

Neste trabalho efectua-se a caracterização da maré na Baía de Maputo, e avalia-se as consequências do padrão da maré em eventuais fenómenos de poluição que ocorram na baía.

Utilizou-se o modelo bidimensional SYMS/S2D-L, integrado na vertical, em que as equações de águas pouco profundas são discretizadas utilizando o método das diferenças finitas.

A calibração do modelo foi feita comparando valores simulados para três estações (Porto do Maputo, Baixo Ribeiro e Ilha dos Portugueses), com os respectivos valores observados durante uma campanha realizada em 1993.

Desta comparação concluiu-se que o modelo reproduz com precisão aceitável a propagação da onda de maré na Baía de Maputo. Os resultados obtidos mostram que a onda de maré é essencialmente semi-diurna e que a amplitude e a fase dos seus principais constituintes aumenta conforme esta se desloca em direcção à costa. Análise dos campos da velocidade induzida pela maré mostra que em algumas áreas da Baía de Maputo, se inicia a nova enchente sem que se tenha estabelecido totalmente a vazante correspondente ao ciclo de maré anterior, o que poderá aumentar o tempo de residência nestas áreas da Baía.

Palavras-chave: Baía de Maputo, modelo hidrodinâmico, calibração, factor de forma, elipses de maré.

1. INTRODUÇÃO

As zonas costeiras são geralmente caracterizadas pela sua elevada densidade populacional, actividades comercias, desenvolvimento industrial e recreação (CHENG *et al.,* 1993). Consequentemente, são zonas propicias à deposição de resíduos industrias, agrícolas e domésticos.

A Baía de Maputo (figura 1), é um dos mais importantes sistemas costeiros da zona sul de Moçambique. Com uma área de cerca de 1875 Km^2 (75 km $\times$ 25 Km), localiza-se entre os paralelos 25º 55' e 26º 10' Sul e os meridianos 32º 40' e 32º 55' Este (BARATA *et al*, 2001). É adjacente pelo lado Oeste à cidade de Maputo e junta-se ao oceano Índico do lado Norte, fazendo fronteira Este com a Ilha de Inhaca e península de Machangulo.

Na Baía confluem cinco rios principais: Incomati, a Norte, Umbelúzi, Tembe e Matola a Oeste, e Maputo a Sul. Os rios Umbelúzi, Tembe e Matola desaguam no estuário do Espirito Santo, que está em ligação com a Baía. O volume total da água doce que desagua na Baía de todas as fontes acima referidas é estimado em cerca de 6 km^3/ano (HOGUANE e DOVE, 2000), sendo que a maior parte desta quantidade entra na Baía durante a verão.

A área costeira adjacente à Baía caracteriza-se por uma ocupação populacional de densidade aproximadamente igual a 1500 habitantes/Km^2. A Baía é conhecida pela sua biodiversidade (168 espécies e quatro géneros endémicos), práticas pesqueiras e pelo facto de a entrada do Porto de Maputo ser caracterizada por fundos com bancos de areia dinâmicos. Ultimamente tem sido descrita como uma área susceptível a diversos problemas ambientais devido a descargas dos resíduos industrias e de efluentes domésticos nas suas águas. Torna-se assim importante a compreensão dos mecanismos que regem a hidrodinâmica da Baía de Maputo, para uma correcta avaliação dos principais riscos relacionados com os diferentes usos das suas águas.

Assim, neste trabalho efectua-se a implementação e calibração de um modelo numérico bidimensional integrado verticalmente. É ainda caracterizada a maré e suas correntes e finalmente analisa-se a influência dos padrões de circulação em eventuais fenómenos de poluição na Baía de Maputo.

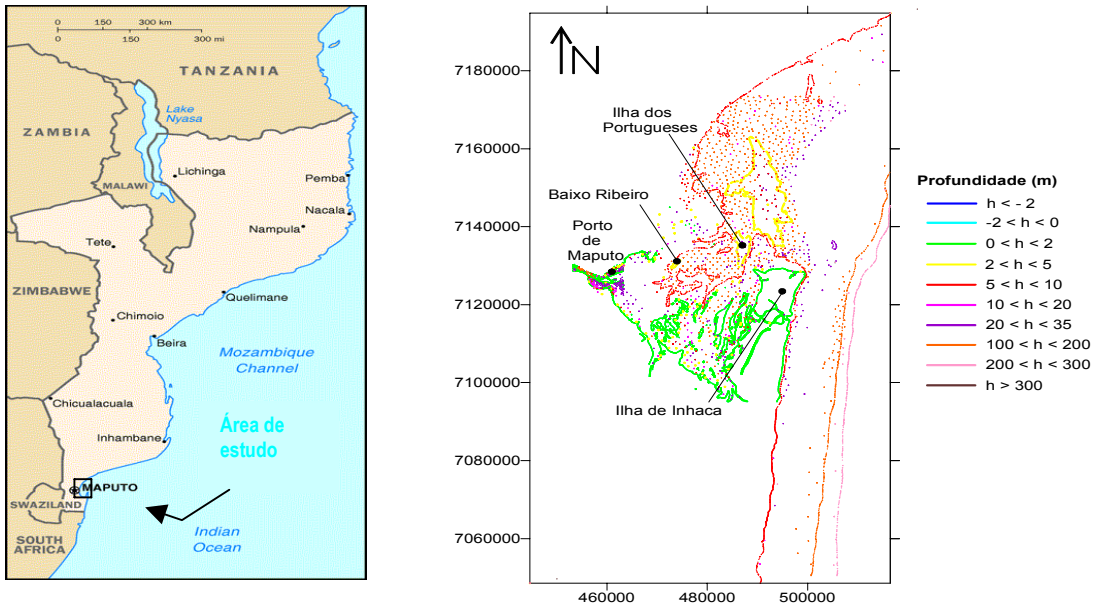


Figura 1: Localização da área de estudo (à esquerda); distribuição da profundidade em metros (à direita)

2. O MODELO HIDRODINÂMICO

A Baía de Maputo é considerada uma baía de águas pouco profundas, apresentando na maior parte da sua área profundidades inferiores a 10 metros (figura 1), e verticalmente homogénea (HOGUANE, 1994). Neste trabalho faz-se o estudo da propagação da onda de maré, que atendendo ao seu comprimento de onda é considerada uma onda longa. Atendendo às dimensões horizontais e verticais do domínio, considerou-se a circulação vertical desprezável na propagação da onda da maré, pelo que modelo hidrodinâmico bidimensional aplicado neste trabalho (SYMS/S2D-L), é integrado verticalmente. Utiliza-se o método das diferenças finitas para a discretização das equações de águas pouco profundas (LEENDERTSE e GRITTON, 1971; LEENDERTSE, 1987).

O modelo utilizado resolve então as equações diferencias de 2ª ordem resultantes das equações de Navier-Stokes, e que são constituídas por: uma equação de continuidade de massa e duas equações de conservação de momento. As variáveis que constituem as equações são referidas em termos médios, ou seja, exclui-se a parte aleatória. Assume-se ainda neste modelo que o fluido é incompreensível e Newtoniano. A forma média das equações de conservação de momento e de continuidade, são descritas seguidamente, após a sua integração vertical:

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y}-fV+g\frac{\partial \zeta}{\partial x}+\frac{1}{\rho}\frac{\partial p_0}{\partial x}+g\frac{U(U^2+V^2)^{1/2}}{C^2H}-\frac{1}{\rho H}\tau_x^s- A_h\left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 U}{\partial y^2}\right)=0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+U\frac{\partial V}{\partial x}+V\frac{\partial V}{\partial y}+fU+g\frac{\partial \zeta}{\partial y}-+-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p_0}{\partial y}+g\frac{V(U^2+V^2)^{1/2}}{C^2H}-\frac{1}{\rho H}\tau_y^s - A_h\left(\frac{\partial^2 V}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 V}{\partial y^2}\right)=0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t}+\frac{\partial (HU)}{\partial x}+\frac{\partial (HV)}{\partial y}=0 \quad (3)$$

Onde:

A_h - coeficiente de viscosidade (m²/s);

U e V - as componentes da velocidade segundo os eixos xx e yy (verticalmente integradas), respectivamente (m/s);

H - profundidade (m);

g - aceleração de gravidade (m/s²);

ζ - elevação da superfície livre (m);

f - parâmetro de Coriolis (1/s);

C - coeficiente de Chézy (m$^{1/2}$/s);

ρ - massa volumica (kg/m³);

p_0 - pressão atmosférica (pa);

t - tempo (s).

As componentes da tensão do vento, τ_x^s e τ_y^s, têm a forma:

$$\tau_x^s = \rho_a C_D W^2 \operatorname{sen}\phi \quad (4)$$

$$\tau_y^s = \rho_a C_D W^2 \cos\phi \quad (5)$$

Em que:

ρ_a - massa volumica do ar (kg/m^3);

W - intensidade do vento (m/s);

C_D - coeficiente de tensão de vento;

ϕ - ângulo entre a direcção do vento e a direcção yy (°).

Estas equações representam os fenómenos mais importantes na propagação da maré, designadamente: a advecção da quantidade de movimento, o atrito no fundo e à superfície, o efeito de rotação da terra, os gradientes de pressão e os efeitos de viscosidade.

A batimetria numérica do domínio computacional (figura 2), compreende uma malha regular com espaçamento de 250m × 250m, sendo constituída por 380 × 350 pontos nas direcções xx e yy, respectivamente. Efectuou-se uma rotação de 20º da malha em relação ao Norte geográfico para Este.

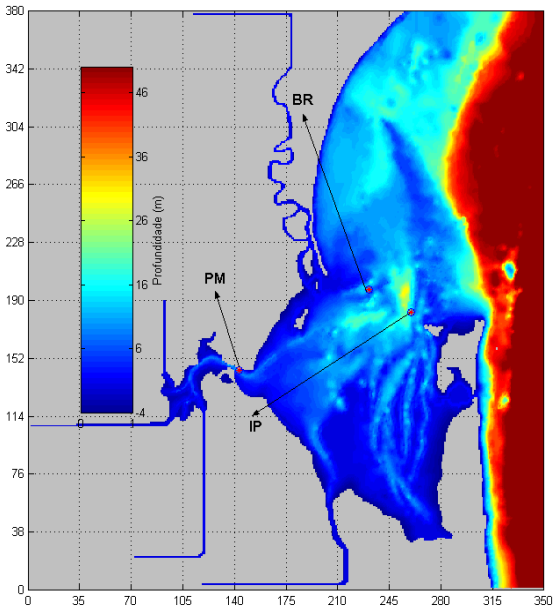


Figura 2: Batimetria numérica do domínio computacional

3. CALIBRAÇÃO

Calibração é a parte da modelação numérica em que se investiga e melhora a precisão dos resultados computacionais por comparação com os resultados observados; este procedimento é essencial uma vez que as aproximações e simplificações assumidas nas equações gerais, bem como na sua discretização, conduzem a diferenças entre os resultados computacionais e a realidade. A calibração do modelo numérico utilizado neste trabalho foi efectuada comparando valores simulados para três estações (Porto do Maputo (PM), Ilha dos Portugueses (IP) e Baixo Ribeiro (BR)), com os respectivos valores observados durante uma campanha realizada entre os dias 08/04/93 e 13/05/93. Na figura 2 estão localizadas as três estações utilizadas na calibração do modelo. As estações do PM e IP foram utilizadas para a calibração do nível da maré, ao passo que as estações IP e BR utilizaram-se na calibração das velocidades da corrente de maré.

Na fronteira aberta entre o oceano e a Baía é imposta uma série temporal de elevações da superfície livre da água, ao passo que nas fronteiras fechadas impõem-se valores nulos para as componentes da

velocidade perpendiculares à fronteira. Uma vez que não existem os dados referentes à fronteira aberta com o oceano, várias simulações foram efectuadas aplicando na fronteira aberta as séries temporais das elevações da superfície livre determinadas através dos constituintes harmónicos obtidos da estação PM. Antes de cada nova simulação, variaram-se as fases e as amplitudes dos constituintes da maré do Porto de Maputo impostos na fronteira. Com este procedimento diminuíram-se as diferenças obtidas por comparação qualitativa entre os resultados da simulação e observados nas estações acima referidas. A maré do Porto de Maputo foi assim extrapolada para a fronteira aberta impondo-se um factor de redução de 0.8 nas amplitudes dos vários constituintes, e no que se refere às fases foram impostos atrasos (ou adiantamentos) correspondentes aos apresentados na tabela 1.

Tabela 1: Atrasos ou adiantamentos na fase dos constituintes impostos na fronteira aberta oceânica, relativamente à maré no Porto de Maputo.

Constituinte	M_2	S_2	N_2	K_1	M_8	OO_1	MS_4	S_4	O_1	M_4	MSF	ETA_2
Correcção(°)	13.0	-15.7	23.0	-63.1	-41.0	-45.3	151.0	-28.3	17.0	140.0	25.8	-8.0

Os resultados da comparação entre as séries temporais simuladas e observadas dos níveis de água e das correntes de maré, após a aplicação do factor de correcção de 0.8 nas amplitudes da estação PM e a correcção das fases de acordo com a tabela1, são ilustrados nas figuras 3.

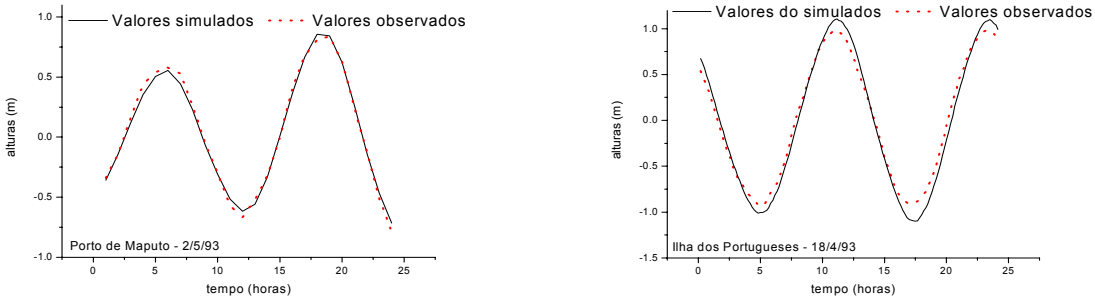


Figura 3.1: Comparação das séries temporais dos níveis observados (pontos vermelhos) e simulados (linha continua)

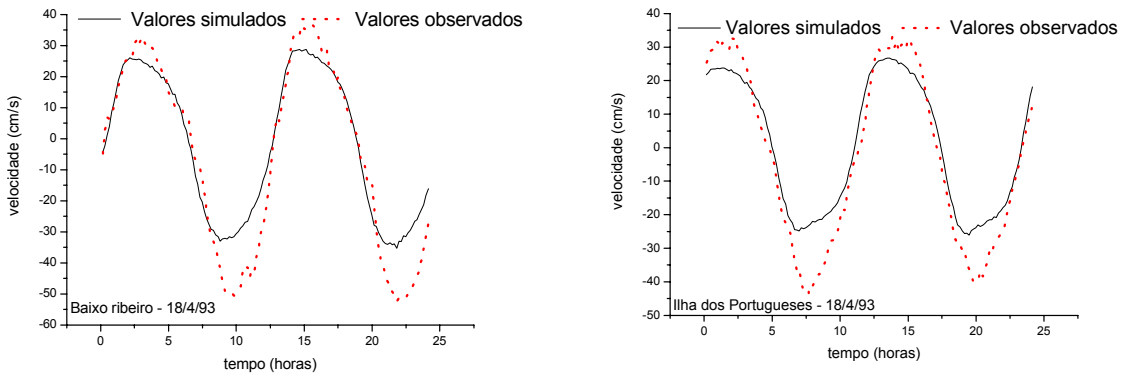


Figura 3.2: Comparação das séries temporais da componente U da velocidade observada (pontos vermelhos) e simulada (linha continua).

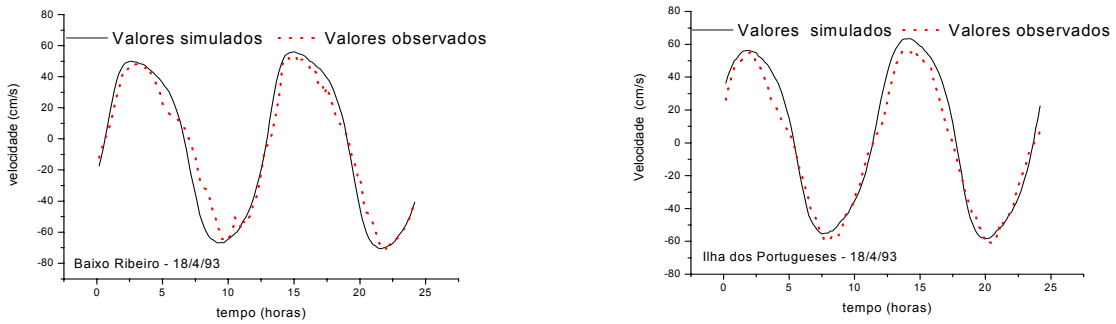


Figura 3.3: Comparação das séries temporais da componente *V* da velocidade observada (pontos vermelhos) e simulada (linha continua)

Analisando as séries temporais, verifica-se existir um bom ajuste entre os valores observados e simulados.

Posteriormente, efectuou-se análise harmónica das séries temporais observadas e simuladas dos níveis de água e das correntes de maré, e procedeu-se à comparação dos respectivos valores para os constituintes harmónicos mais significativos. As diferenças entre as constantes harmónicas obtidas a partir das séries observadas e simuladas foram também determinadas. Os resultados destas quantificações estão apresentados nas tabela 2 e 3. Na tabela 2 apresentam-se as amplitudes e fases, bem como as suas diferenças, para as séries temporais das elevações da superfície livre, e na tabela 3 os eixos maiores, os eixos menores, as fases e as inclinações resultantes da análise harmónica das séries temporais da corrente de maré.

Da tabela 2 verifica-se que as diferenças entre as amplitudes observadas e simuladas não são superiores a 10 cm para os principais constituintes M_2 e S_2; relativamente às fases, as diferenças não excederam 3.37º (diferenças máximas foram observadas na estação do IP para o constituinte M_2).

Tabela 2: Amplitude e fase dos constituintes harmónicos das séries temporais observadas e simuladas, bem como suas diferenças; $apl_{mod\ e}$ apl_{obs} representam os valores de amplitude simulada e observada, respectivamente; $fa_{obs\ e}$ fa_{mod} representam os valores da fase observada e simulada, respectivamente;

Constantes	M_2	S_2	N_2	K_1	MSF	Estação
Apl_{mod} (m)	0.84	0.57	0.11	0.05	--	IP
Apl_{obs} (m)	0.81	0.46	0.13	0.03	--	
D_apl (m)	0.03	0.10	-0.02	0.02	--	
Fa_{mo} (°)	87.27	116.76	63.06	148.92	--	
Fa_{obs} (°)	90.64	119.51	66.96	134.81	--	
D_fa (°)	-3.37	-2.75	-3.90	14.11	--	
Apl_{mod} (m)	0.90	0.53	--	0.05	0.04	PM
Apl_{obs} (m)	0.98	0.49	--	0.04	0.05	
D_apl (m)	-0.08	0.04	--	0.01	-0.01	
Fa_{mo} (°)	123.57	155.11	--	115.73	280.81	
Fa_{obs} (°)	126.85	158.42	--	159.54	281.09	
D_fa (°)	-3.28	-3.31	--	-43.81	-0.28	

D_apl e D_fa representam a diferença entre as amplitudes e as fases, respectivamente.

Tabela 3: Eixos maiores e menores das elipses de maré, respectivas fases e inclinações, obtidos por análise harmónica das séries temporais observadas e simuladas da corrente de maré, bem como suas diferenças; Ema_{mod} e Ema_{obs} representam valores dos eixos maiores simulados e observados, respectivamente; Eme_{mod} e Eme_{obs} representam valores dos eixos menores simulados e observados, respectivamente; fa_{obs} e fa_{mod} representam os valores da fase observada e simulada, respectivamente; D_{fa}, D_{Ema}, D_{Eme}, D_{inc} representam as diferenças das fases, eixos maiores, eixos menores e inclinação respectivamente.

Constantes	M_2	S_2	N_2	K_1	MSF	estação
Ema_{mod} (cm/s)	56.88	38.98	7.03	1.56	2.11	BR
Ema_{obs} (cm/s)	57.30	29.29	10.32	2.45	4.19	
Eme_{mod} (cm/s)	2.41	1.55	0.34	0.05	-0.02	
Eme_{obs} (cm/s)	1.00	0.26	0.35	-0.16	0.34	
D_{Ema} (cm/s)	-0.42	9.69	-3.29	-0.89	2.08	
D_{Eme} (cm/s)	1.41	1.30	-0.1	0.22	0.036	
fa_{obs} (°)	205.19	236.52	132.51	245.36	213.85	
fa_{mod} (°)	208.77	240.24	183.15	237.78	209.38	
D_{fa} (°)	3.58	3.72	50.64	-7.58	4.47	
Inc_{obs} (°)	63.77	63.82	64.01	64.24	74.24	
inc_{mod} (°)	54.94	54.98	56.70	49.84	54.03	
D_{inc} (°)	8.83	8.84	7.31	14.40	20.22	
Ema_{mod} (cm/s)	52.75	36.23	6.51	1.50	2.90	IP
Ema_{obs} (cm/s)	53.56	33.27	6.22	0.94	1.62	
Eme_{mod} (cm/s)	3.67	2.16	0.55	0.02	-0.08	
Eme_{obs} (cm/s)	3.45	1.85	0.55	-0.23	0.48	
D_{Ema} (cm/s)	-0.80	2.96	0.29	0.56	1.32	
D_{Eme} (cm/s)	0.23	0.31	0.00	0.21	0.40	
fa_{obs} (°)	185.67	216.37	155.43	23.58	101.10	
fa_{mod} (°)	185.64	216.10	160.06	225.17	27.38	
D_{fa} (°)	-0.03	-0.27	4.63	0.00	73.72	
Inc_{obs} (°)	66.74	67.24	66.34	67.39	57.49	
Inc_{mod} (°)	57.83	58.34	60.61	60.21	57.10	
D_{inc} (°)	8.91	8.90	5.73	0.00	0.39	

Dos parâmetros da elipse de maré (tabela 3), a diferença mais significativa (9.69 cm/s) entre os valores observados e simulados na estação BR, corresponde à diferença entre os eixos maiores observados e simulados do constituinte S_2 ; excluindo este valor, para os principais constituintes M_2 e S_2, as diferenças obtidas foram sempre inferiores a 3cm/s, tanto para o eixo maior como para o eixo menor, enquanto que os desvios das fases não foram superiores a 3.72º. Dos resultados acima apresentados, apesar das diferenças referidas para o constituinte S_2, verifica-se que o modelo reproduz com precisão os níveis, a fase e as componentes da velocidade da corrente de maré, pelo que se conclui que o modelo reproduz com precisão a propagação da onda de maré na Baía da Maputo.

4. CARACTERIZAÇÃO HIDRODINÂMICA DA BAÍA DE MAPUTO

Os resultados da análise harmónica das séries temporais simuladas das elevações da superfície livre mostram que o constituinte K_1 representa aproximadamente 5% da amplitude do maior constituinte, M_2; a contribuição conjunta dos constituintes M_2 e S_2 em relação à maré astronómica total, é de aproximadamente 90%. Relativamente às séries temporais observadas das elevações da superfície livre, o constituinte K_1 representa aproximadamente 3% do constituinte M_2 e a soma dos constituintes M_2 e S_2 representa aproximadamente 90% da maré astronómica total. Assim, os constituintes com amplitudes inferiores às da amplitude do constituinte K_1 não foram considerados neste trabalho, pois pela sua contribuição podem ser desprezáveis

4.1 Determinação da amplitude e da fase dos principais constituintes da maré e determinação do factor de forma da maré

A maré astronómica é reconhecida como um dos principais mecanismos forçadores da hidrodinâmica da Baía de Maputo. Para todo o domínio computacional, determinaram-se os valores das amplitudes e fases dos principais constituintes semi-diurnos, que podem ser observados nas figuras 4.
A análise da Figura 4.1 revela que a amplitude do constituinte M_2 é aproximadamente o dobro da do constituinte S_2, indicando a importância deste constituinte na dinâmica da Baía. Verifica-se também que a amplitude dos constituintes M_2 e S_2 aumenta conforme a onda de maré se propaga para o interior da Baía, diminuindo de amplitude ao propagar-se ao longo dos canais. Estes resultados são consequência da interacção da onda da maré com a morfologia da Baía e da lei da conservação de energia. De facto, em águas pouco profundas a onda da maré propaga-se com uma velocidade dada pela seguinte equação:

$$v = \sqrt{gh} \tag{4}$$

Onde:
v - velocidade de propagação da onda em aguas pouco profundas (m/s);
g - aceleração de gravidade (m/s^2);
h - profundidade (m).

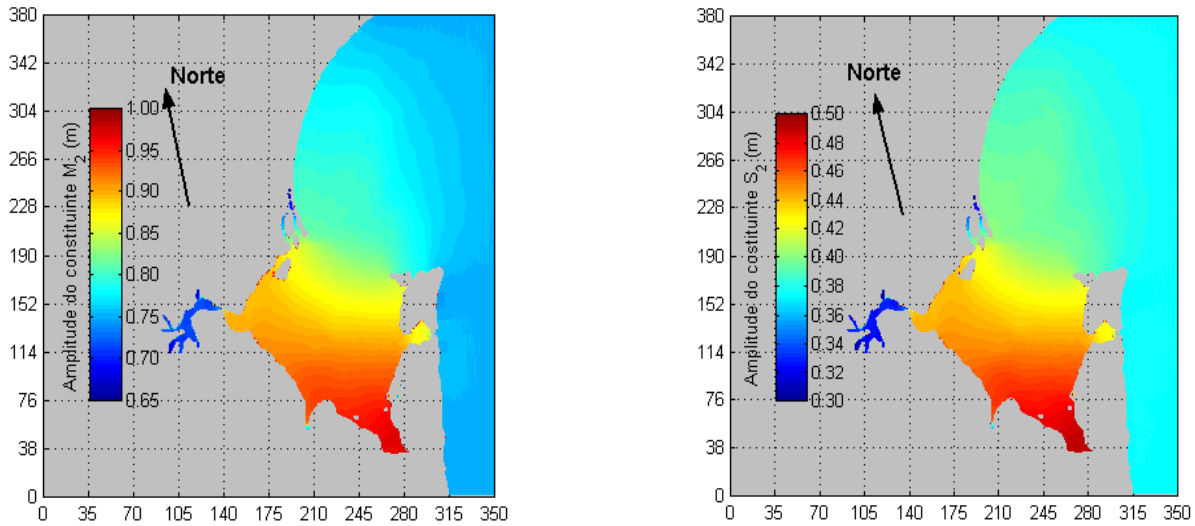
Esta equação revela que a onda da maré ao propagar-se em direcção à costa diminui a sua velocidade em consequência da diminuição da profundidade; porém, a energia cinética da onda (que provém do seu movimento) pode ser transformada em energia potencial relacionada com a amplitude da onda (amplitude do constituinte) ou dissipada devido ao atrito com o fundo. Os resultados da figura 4.1 mostram que os efeitos do atrito no centro da Baía são menores relativamente aos mesmos efeitos nos canais, o que se reflecte na transformação da energia cinética (diminuição da velocidade de propagação da onda) em energia potencial (traduzida pelo aumento da amplitude dos constituintes) no centro da Baía. Nas áreas dos canais, correspondentes a zonas em que os efeitos do atrito são relativamente maiores, a onda dissipa a energia potencial (anteriormente adquirida através da transformação da energia cinética em potencial) sob a forma de atrito, o que conduz a uma redução da amplitude da onda de maré.

Relativamente às fases dos principais constituintes semi-diurnos, os resultados obtidos (figuras 4.2), revelam que há um aumento da fase (atraso na propagação da onda da maré) em direcção à costa; os atrasos da onda intensificam-se quando a maré se propaga ao longo dos canais. O atraso determinado para os constituintes semi-diurnos na sua propagação desde a fronteira com o oceano até à extremidade mais distante dos canais é da ordem dos 90°, correspondente a aproximadamente 3 horas.

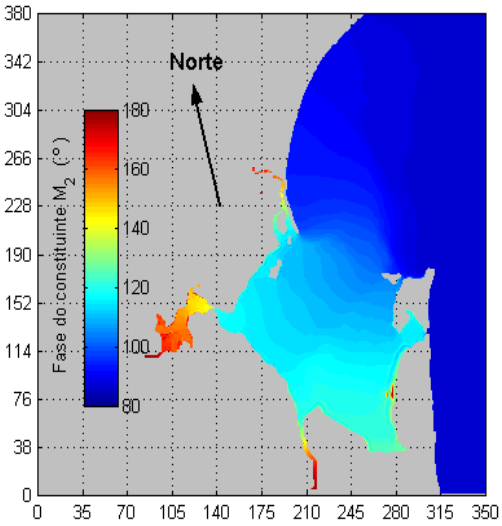
Para todos os pontos do domínio computacional foi ainda determinado (figura 4.3), o factor de forma da maré, *F* (PUGH, 1987), que é calculado através da seguinte pela expressão:

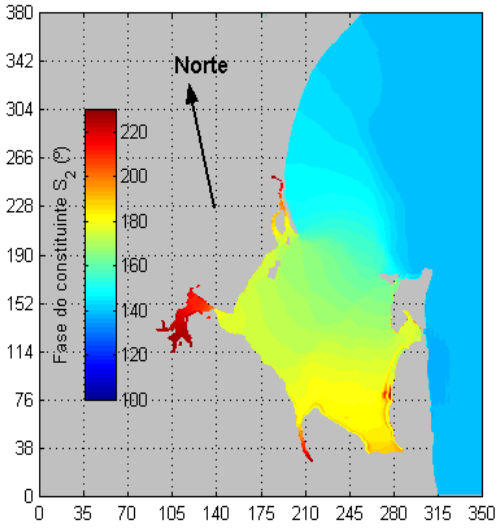
$$F = \frac{O_1 + K_1}{M_2 + S_2} \tag{5}$$

Onde K_1, O_1, M_2 e S_2 são as amplitudes, em metros, dos constituintes harmónicos correspondentes.



Figuras 4.1: Amplitudes dos constituintes M_2 e S_2





Figuras 4.2: Fases dos constituintes M_2 e S_2

Da figura 4.3 verifica-se que a maré é essencialmente semi-diurna, pois o seu factor de forma é menor que 0.25. A análise desta figura revela ainda que a influência dos constituintes M_2 e S_2 aumenta relativamente à influência dos constituintes diurnos K_1 e O_1 conforme a onda de maré se propaga na Baía, voltando a ser menor nas extremidades dos principais canais.

4.2 Elipses de maré

A determinação, por análise harmónica, das elipses de maré para os constituintes M_2 e S_2, para todo o domínio computacional, permite a observação e análise da distribuição das correntes de maré (figuras 5). Na Baía, a corrente de maré atinge valores máximos (na ordem de 1m/s e de 0.5 m/s para os constituintes M_2 e S_2, respectivamente), no centro e nos canais; valores menores da corrente foram encontrados próximo das fronteira com o oceano e próximo da costa. A orientação e rotação das elipses revela a importância da batimetria no estabelecimento dos fluxos de maré na Baía de Maputo, com o escoamento principal a orientar-se de acordo com as zonas de maior profundidade.

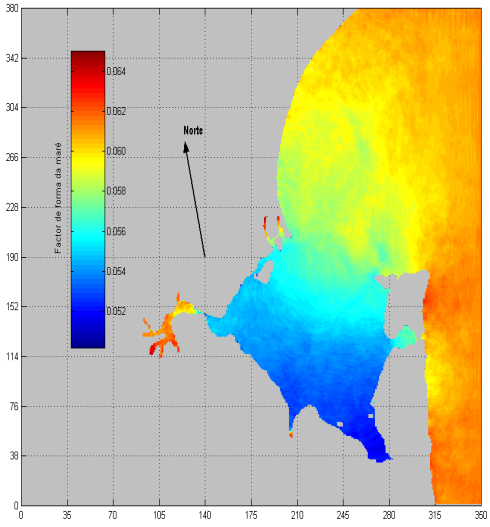
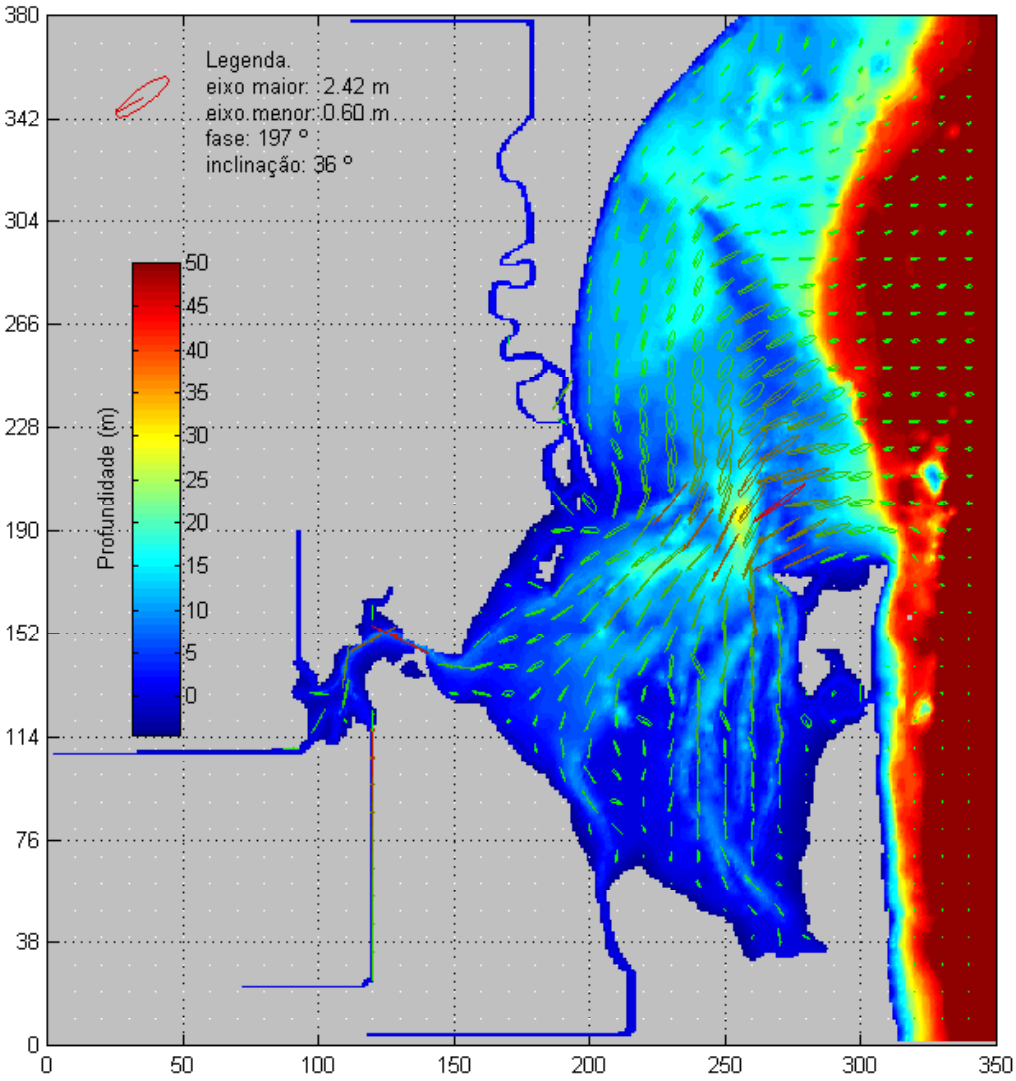
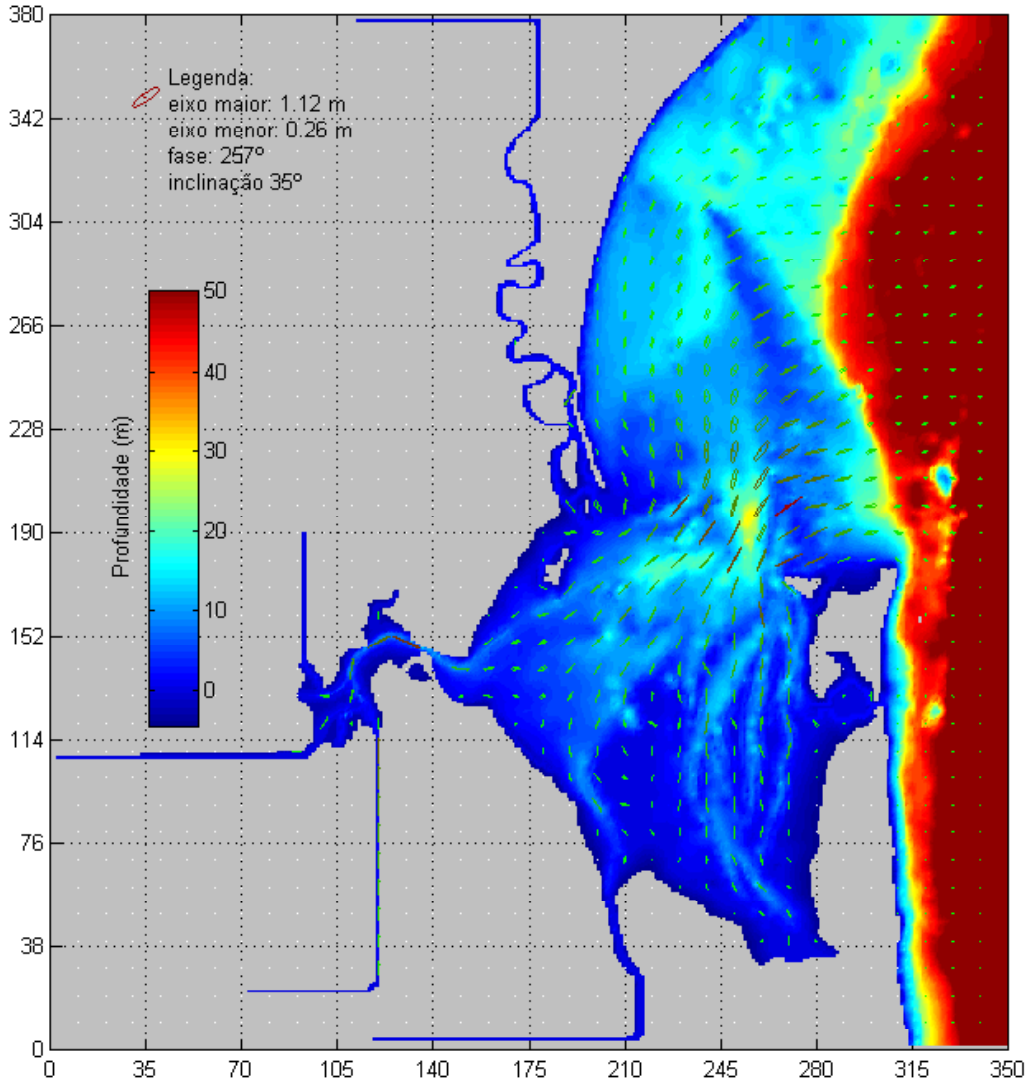


Figura 4.3: Factor de forma da maré



Figuras 5.1: Elipses de maré para o constituinte M_2



Figuras 5.2: Elipses de maré para o constituinte S_2

4.3 Caracterização das correntes de maré na Baía

Nas figuras 6 ilustra-se a evolução (1, 5, 8 e 10 horas lunares após o inicio da baixa-mar na fronteira aberta com o oceano) das correntes de maré e da elevação da superfície livre. As séries temporais (gráfico do canto superior esquerdo das figuras) representam a elevação da superfície livre imposta na fronteira, e o sinal "*" corresponde ao instante em que é representado o campo horizontal. A corrente de maré é mais intensa tanto na vazante como na enchente no centro da Baia (figura 6.2 e figura 6.4) comparativamente às outras áreas da Baía. No instante da preia-mar, a enchente é completamente estabelecida na Baía; porém, uma hora depois da ocorrência da baixa-mar, ainda ocorrem correntes de vazante na Baía (figura 6.1); a análise da figura 6.1 e da distribuição de correntes que se acaba de descrever, aponta para um rápido escoamento no centro da Baía. Verifica-se ainda que nas áreas anteriormente descritas como áreas de fraca intensidade de corrente de maré (figura 6.1) se observa o início da nova enchente sem que se tenha completado o fluxo de vazante do ciclo anterior. Este comportamento poderá originar que nestas áreas o tempo de residência seja elevado comparativamente a outras zonas da Baía, pelo que a poderão ser áreas mais sensíveis no caso de eventuais episódios de poluição.

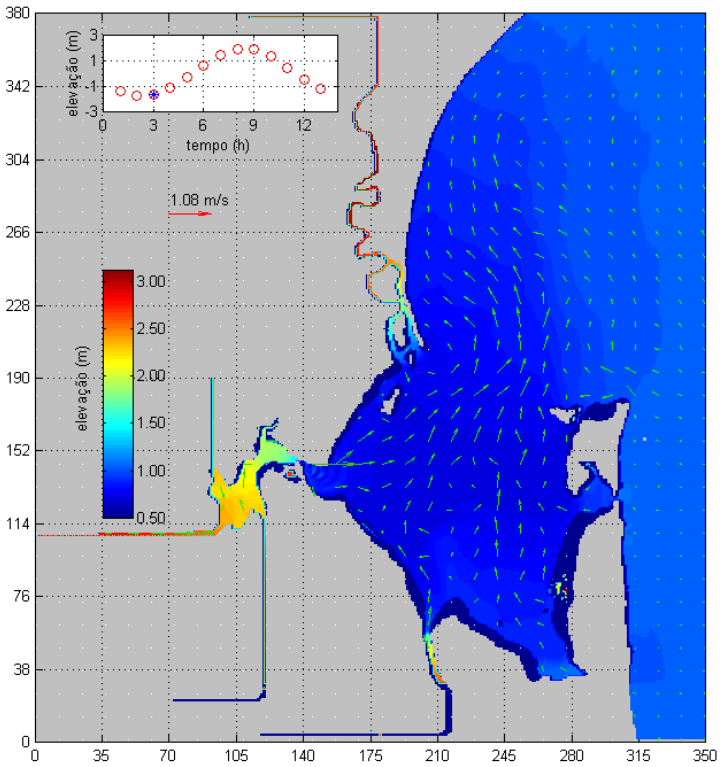


Figura 6.1: Padrão de correntes de maré e elevação da superfície livre 1 hora após a baixa-mar na fronteira com o oceano

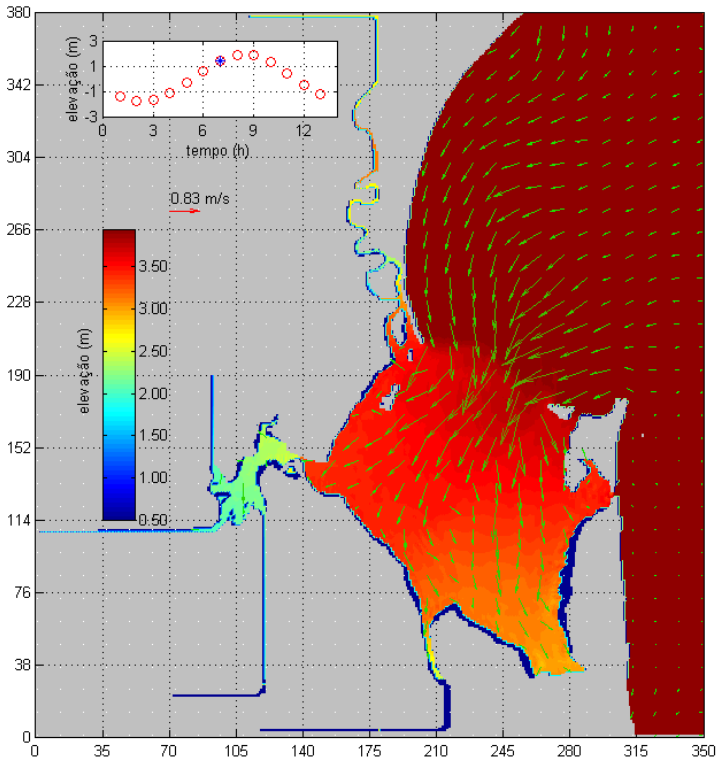


Figura 6.2: Padrão de correntes de maré e elevação da superfície livre 5 horas após a baixa-mar na fronteira com o oceano

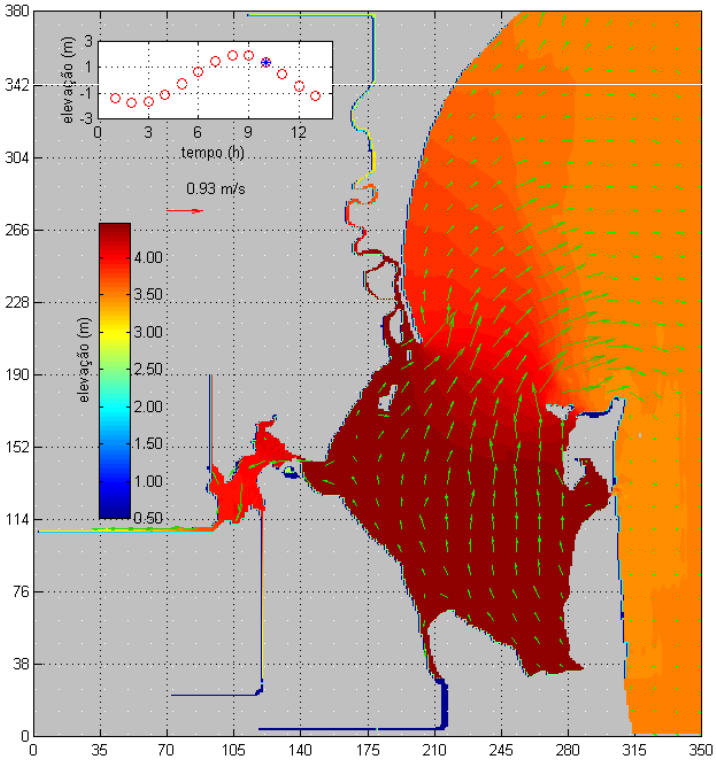


Figura 6.3: Padrão de correntes de maré e elevação da superfície livre 8 horas após a baixa-mar na fronteira com o oceano

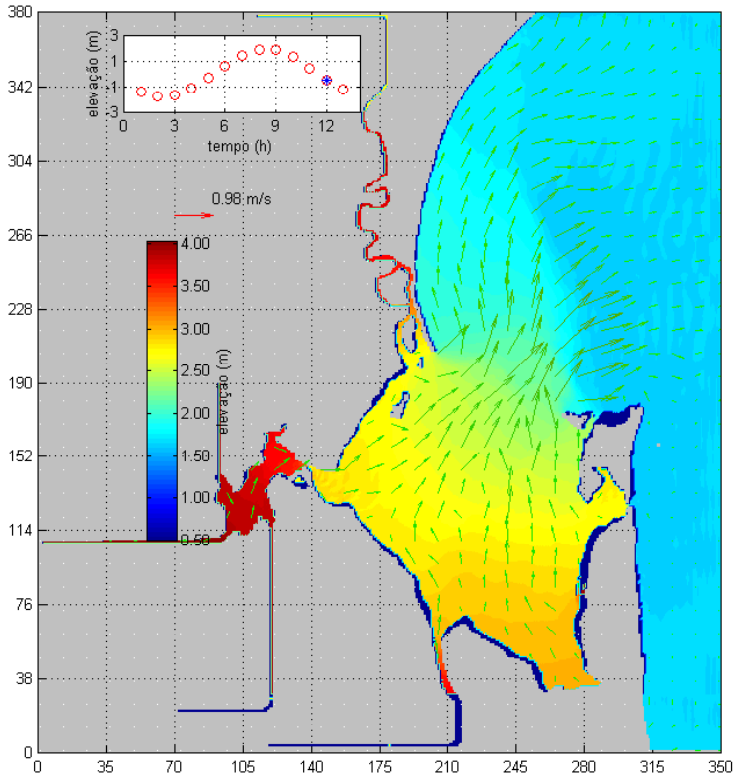


Figura 6.4: Padrão de correntes de maré e elevação da superfície livre 10 horas após a baixa-mar na fronteira com o oceano

5. CONCLUSÃO

Os resultados obtidos após a calibração do modelo revelam que este reproduz com precisão aceitável a propagação da onda de maré na Baía de Maputo.

A maré na Baía de Maputo é essencialmente semi-diurna, sendo praticamente representada pela soma dos constituintes lunar principal e solar principal, M_2 e S_2, respectivamente. Nota-se um atraso na propagação da onda de maré e um aumento da amplitude quando esta se desloca em direcção à costa; quando a maré se propaga nos canais há uma diminuição das amplitudes e uma intensificação do atraso da onda, ou seja, um aumento da sua fase. A batimetria local condiciona fortemente o estabelecimento dos fluxos de maré.

A evolução das correntes de maré ao longo de um ciclo de maré revelou que em algumas áreas da Baía ocorre o início da enchente sem se tenha estabelecido completamente a vazante do ciclo anterior, o que poderá aumentar o tempo de residência nestas áreas.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à Hidroprojecto e ao Instituto de Investigação Pesqueira pela cedência da batimetria numérica e ao Instituto de Cooperação Portuguesa pela atribuição da bolsa de estudo que possibilitou a realização deste estudo.

BIBLIOGRAFIA

BARATA, A; TELES, M; SILVA, R. P. - “Sistemas de modelos matemáticos para a gestão integrada da Baía de Maputo”, in *Iº Congresso sobre Planeamento e Gestão das Zonas Costeiras dos Países de Expressão Portuguesa*, 2001, 12 pp.

DIAS, J.M. - *Contribution to the study of the Ria de Aveiro hydrodynamics*; PhD Thesis, 2001, 288pp.

CHENG, R. T.; CASULLI, V; GARTNER, J. W. - "Tidal, residual, intertidal mudflat (TRIM) model and its applications to San Francisco Bay, California". *Estuarine coast and shelf science*, 36, 1993, pp 235-280.

HOGUANE, A.M. - "Tidal currents and Oil Spill Dispersion in Maputo Bay", 1994, 16pp.

HOGUANE, A. M .; DOVE, V. F. - "Condições oceanograficas da Baía de Maputo, Relatório de estudos ambientais", Instituto de Investigação Pesqueira; Maputo, Moçambique, 2000.

LEENDERTSE, J.J;. GRITTON, E.C. - *A water quality simulation model for well mixed estuaries and coastal seas*, vol. II, Computation Procedures, R-708-NYC, The Rand Corporation, Santa Monica, California, 1971, 53 pp.

LEENDERTSE; J. - "Aspects of the SYMS/S2D. A system for two-dimensional flow computation"; NY, USA, Rand Corporation, 1987.

PUGH, D. T. - Tides, Surges and Mean Sea Level: A Handbook for Engineers and Scientists, John Wiley & Sons, Chichester, 1987, 472pp.

DINÂMICA LITORAL E PROTECÇÃO COSTEIRA. UM CASO DE ESTUDO

José S. ANTUNES DO CARMO

Professor Auxiliar, IMAR - Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Pólo II,

3030-290 Coimbra, Portugal, +351 239 797 153, jsacarmo@dec.uc.pt

RESUMO

Face a um procedimento de intervenção sem sucesso na zona costeira, que consistiu na reabilitação através de enchimento e revegetação de um cordão dunar bastante fragilizado, devido à implantação de um emissário submarino, decidiu-se estudar a viabilidade de outro tipo de protecção.

Neste trabalho abordam-se parte dos estudos hidrodinâmicos efectuados para a instalação de uma protecção frontal destacada submersa, em condições de preia-mar, e apresentam-se propostas ditadas em função das características da zona a proteger, da preservação da praia existente e da eventual valorização de uma extensa faixa litoral com excelentes características balneares.

Considerando ondas características de calmas e situações de temporal, em condições de preia-mar, são analisados dois tipos de estruturas submersas e ensaiadas diferentes localizações/distâncias destas relativamente à base do cordão dunar existente.

Mostra-se que uma estrutura de dissipação submersa, constituída por um molhe longitudinal destacado e um eventual enchimento artificial com areia, mantendo ou ampliando deste modo a praia original, ou acrescentando à praia actual uma zona balnear com água armazenada e permanentemente renovada em cada preia-mar, poderá constituir uma boa solução ao resolver simultaneamente um problema de protecção do sistema dunar e melhorar as características balneares de uma extensa zona costeira.

Palavras-chave: Hidrodinâmica, modelação numérica, protecção costeira, sistema dunar, plataforma submersa

1 - INTRODUÇÃO

A continuidade do sistema dunar da Leirosa (a sul da Figueira da Foz) foi quebrada pela implantação de um emissário submarino. Entre esta "agressão" do cordão dunar e o início da sua reabilitação decorreram três anos, o que contribuiu significativamente para o aumento da extensão erodida e consequente efeito amplificador da área destruída.

A existência de um esporão implantado a cerca de um quilómetro a barlamar (Norte) contribuiu também para o aumento do processo erosivo a sotamar (Sul), nomeadamente na zona afectada, pois ao causar a retenção de grandes quantidades de areia impediu a natural alimentação destas praias situadas a sotamar.

Nesta conformidade, decidiu-se restabelecer a continuidade do sistema dunar com prévio enchimento da extensão destruída, utilizando areia com idênticas características proveniente de um local próximo, antes de se proceder a revegetação da extensão intervencionada como método de estabilização, utilizando *Ammophila arenaria*, uma planta comummente usada para efeitos de reabilitação/estabilização de dunas costeiras.

Este processo de reabilitação decorreu entre Março e Maio de 2000, tendo revelado um bom comportamento até Fevereiro de 2001, altura em que ocorreu um devastador temporal na região centro do País, com intensos reflexos nesta zona costeira, que destruiu grande parte da frente do sistema dunar debilitando fortemente a zona intervencionada (Figura 1 a) e b) – Reis, 2003).



a) Maio de 2000 b) Fevereiro de 2001

Figura 1 – Zona do sistema dunar objecto de intervenção: a) imediatamente após o restabelecimento do cordão dunar, através de enchimento e revegetação; b) após a destruição ocorrida em consequência de um importante temporal (Reis, 2003).

Após esta ocorrência, optou-se por estudar a viabilidade de uma protecção frontal destacada complementar do processo de reabilitação com vegetação. Esta protecção "pesada" deverá permitir reduzir a acção dinâmica das ondas sobre a linha de costa, em particular sobre o campo dunar e ainda sobre a geometria e volumetria da praia, o que deverá ser conseguido reduzindo o potencial energético das ondas em situações pré-definidas, provocando a rebentação e a consequente diminuição do seu

impacto agressivo. Julga-se que uma estrutura de dissipação submersa, ou qualquer associação de estruturas deste tipo, poderá substituir com vantagens as tradicionais estruturas frontais de protecção elevadas, com fortes impactos negativos de natureza paisagística. Após breve apresentação do tipo de estrutura que se pretende implantar, abordam-se seguidamente os aspectos relativos ao clima de agitação marítima e apresentam-se os resultados das simulações numéricas efectuadas.

2 - PLATAFORMAS DE DISSIPAÇÃO SUBMERSAS

As plataformas de dissipação submersas têm vindo a ser gradualmente consideradas uma boa solução e com plena justificação, em especial para a protecção de zonas sensíveis ou de construções com particular valor arquitectónico ou paisagístico.

Não se reconhecem *à priori* efeitos contraproducentes que limitem a generalização destas estruturas, nomeadamente para efeitos de redução da acção dinâmica das ondas sobre a linha de costa, em particular sobre campos dunares e ainda sobre a geometria e a volumetria de praias mais sensíveis. Estas obras, quando devidamente projectadas, deverão permitir reduzir o potencial energético das ondas em situações pré-definidas, provocando a rebentação e a consequente diminuição do seu impacto agressivo.

Em Antunes do Carmo & Seabra Santos (2000) compara-se a eficiência de uma molhe tradicional, estrutura suficientemente elevada para não ser frequentemente galgada, com a eficiência de uma estrutura de dissipação submersa, recorrendo-se, para o efeito, a um modelo numérico que utiliza um método de elementos finitos para a resolução de um sistema de equações do tipo Boussinesq.

Uma plataforma submersa, em condições de preia-mar, foi testada para a protecção da fortaleza de S. Lourenço, ou Farol do Bugio, localizado sobre o banco do Bugio, na embocadura do estuário do rio Tejo, construído na primeira metade do século XVII (Seabra Santos *et al*., 1997). Os resultados numéricos obtidos foram comprovados em modelo físico desenvolvido no LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, o que conduziu à adopção de uma solução deste tipo.

3 - CARACTERIZAÇÃO DO CLIMA DE AGITAÇÃO

A fim de melhor permitir definir as características do clima de agitação marítima, e face aos dados disponíveis, considerou-se uma partição do ano em três grupos fundamentais:

- Verão, constituído pelos meses de Junho, Julho, Agosto e Setembro;
- Inverno, constituído pelos meses de Dezembro, Janeiro, Fevereiro e Março;
- Transição, constituído pelos meses de Abril, Maio, Outubro e Novembro.

Utilizaram-se para o efeito dados de conjuntos de observações simultâneas de amplitudes, períodos e rumos recolhidos nos anos 54 a 60 pela Junta Autónoma do Porto da Figueira da Foz (JAPFF), efectuadas da estação de observação "Torre do Relógio" para um sinal que consistia numa bóia instalada frente ao Porto. As observações foram efectuadas três vezes ao dia, determinando-se, em cada observação, a altura e o período de um trem de 21 ondas, medindo a amplitude dos movimentos de subida e descida da haste da bóia com um teodolito e cronometrando simultaneamente o período respectivo. A observação do rumo foi feita estabelecendo a coincidência do fio horizontal do retículo do taqueómetro com a crista da frente da onda observada.

Uma síntese dos estudos estatísticos elaboradas com base na informação recolhida nos anos 54 a 60 pela JAPFF permitiu estabelecer as seguintes conclusões (Seabra Santos *et al*., 1991):

- As características mais marcantes do período de Verão são uma elevada percentagem de calmas e baixas alturas de onda. Com efeito, mais de 95% das ondas apresentam altura

inferior a 2.5 m, com rumos e períodos essencialmente compreendidos entre 260º – 285º e 7.0 s – 11.0 s, respectivamente. A probabilidade de ocorrência de temporais é muito baixa, com alturas significativas (H_s) entre os 5.0 m e os 6.5 m e períodos na ordem dos 16.0 s ou superiores. É notória uma orientação global da ondulação ligeiramente rodada para Norte, com rumo médio na ordem dos 275º a 280º.

• Contrariamente ao período de Verão, o período de Inverno apresenta uma percentagem de calmas muito reduzida e uma probabilidade de ocorrência de temporais bastante elevada, cerca de dez vezes superior à de verão. As ondas atingem alturas situadas entre os 5.0 m e os 7.5 m, com rumos compreendidos entre os 265º e os 280º e períodos de 13.0 s a 19.0 s. A orientação global da ondulação rodou para Sul, apresentando-se agora com um rumo médio pouco superior aos 270º.

• No período de Transição registam-se temporais com alturas significativas na ordem dos 6.0 m a 6.5 m, com rumos de 255º a 275º e períodos que variam desde os 14.0 s a mais de 20.0 s. A percentagem de ondas com altura inferior a 2.5 m é superior a 85%, com rumos e períodos essencialmente compreendidos entre 265º – 285º e 8.0 s – 13.0 s, respectivamente. A orientação global da ondulação é neste caso próxima dos 275º.

Estas observações foram complementadas com dados mais recentes obtidos nos anos 84 a 87 num trabalho elaborado pelo Instituto Hidrográfico para a EDP, com o intuito de estudar localizações alternativas para a construção de centrais eléctricas. Estes dados de agitação marítima, efectuados ao largo da Figueira da Foz, foram utilizados para efeitos de implantação do emissário submarino das empresas Soporcel e Celbi (StoraEnso, 2003).

A aquisição de dados efectuada nos anos 80 pelo Instituto Hidrográfico (IH) foi realizada por uma estação ondógrafo constituída por parte de mar e parte de terra. Na parte de mar foi utilizada uma bóia *WAVERIDER* com capacidade de aquisição da série temporal de elevações instantâneas e de transmissão dos dados em modulação de frequência. A parte de terra era composta por um receptor *WAREP MK II F* e uma unidade de digitalização/gravação *DIMA*, tendo o receptor capacidade de produzir um registo analógico em papel da série temporal das elevações instantâneas. A informação da direcção foi obtida a partir de dois equipamentos *SIMATHA*, o primeiro instalado junto ao farol do Cabo Mondego e o segundo junto ao farol do Penedo da Saudade; por conseguinte, em dois pontos situados a Norte e a Sul da zona de intervenção.

De acordo com os dados recolhidos nos anos 84 a 87, a orientação média da ondulação na zona de intervenção apresenta-se mais rodada para Norte, com rumo médio situando-se próximo dos 290º.

Ainda segundo este estudo, as alturas significativas mais frequentes situam-se entre os 1.0 m e os 2.0 m (48%) e as alturas máximas ($H_{máx}$) mais frequentes situam-se entre os 2.0 m e os 3.0 m (32%). Ocorrências superiores a 5.0 m são da ordem de 12.6%, sendo superiores a 8.0 m em apenas 1.1% dos casos.

Com base na informação dos histogramas anuais, os máximos de H_s e $H_{máx}$ foram respectivamente de 7.56 m e 11.77 m; contudo, da observação dos registos obtidos em situação de temporal, verifica-se que os máximos anuais de H_s e $H_{máx}$ foram de 7.94 m e 13.67 m, respectivamente.

Relativamente aos períodos, estes situam-se entre os 7.0 s e os 11.0 s para as alturas significativas mais frequentes, com cerca de 59.7% das ocorrências. Ocorrências com períodos superiores a 12.0 s são da ordem de 13.8%, tendo-se registado o valor máximo mensal de 17.9 s.

Os períodos correspondentes às alturas máximas mais frequentes situam-se entre os 7.0 s e os 12.0 s, com cerca de 69.4% das ocorrências. Verificam-se períodos superiores a 14.0 s em cerca de 5.3% da ocorrências, tendo-se registado o valor máximo de 20.5 s, correspondente a uma altura $H_{máx}$ de 7.14 m.

Por conseguinte, tendo por base os estudos realizados pela JAPFF e pelo IH, cujas principais conclusões aqui se apresentam, utiliza-se neste trabalho a orientação média de 290º, com alturas de maré de 3.60 m, 3.80 m e 4.0 m acima do ZH (*Zero Hidrográfico*) e ondas com alturas significativas máximas de 2.5 m a 7.0 m e períodos dos 7.0 s aos 17.0 s.

Para efeitos de análise e definição das características (posição e dimensões) de uma estrutura de dissipação da energia das ondas, de modo a proteger o cordão dunar de situações mais energéticas, consideram-se as seguintes situações representativas:

1. Preia-mar de 3.60 m (acima do ZH); onda com altura H_s = 2.5 m e período T = 7.0 s.
2. Preia-mar de 3.60 m (acima do ZH); onda com altura H_s = 2.5 m e período T = 10.0 s.
3. Preia-mar de 3.80 m (acima do ZH); onda com altura H_s = 5.0 m e período T = 13.0 s.
4. Preia-mar de 3.80 m (acima do ZH); onda com altura H_s = 6.0 m e período T = 15.0 s.
5. Preia-mar de 3.80 m (acima do ZH); onda com altura H_s = 7.0 m e período T = 17.0 s.
6. Preia-mar de 4.00 m (acima do ZH); onda com altura H_s = 7.0 m e período T = 17.0 s.

4 - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES EFECTUADAS

Para efeitos de simulação numérica adoptou-se a batimetria resultante do último levantamento topohidrográfico obtido pela StoraEnso em Junho de 2002 (StoraEnso, 2003) e recorreu-se a um modelo numérico que utiliza um método de elementos finitos para a resolução de um sistema de equações do tipo Boussinesq. Como se demonstra em Antunes do Carmo *et al.* (1993), o modelo matemático adoptado é adequado para aplicações em condições de água pouco profunda, como se exige no presente estudo. O modelo numérico permite simular a propagação de ondas sobre uma corrente ambiente, em condições de água intermédia e pouco profunda, variações temporais do fundo e condições de rebentação da onda.

Apresenta-se na figura 2 a situação de repouso correspondente à batimetria actual, em condições de preia-mar, com o nível da superfície livre situado 3.60 m acima do Zero Hidrográfico.

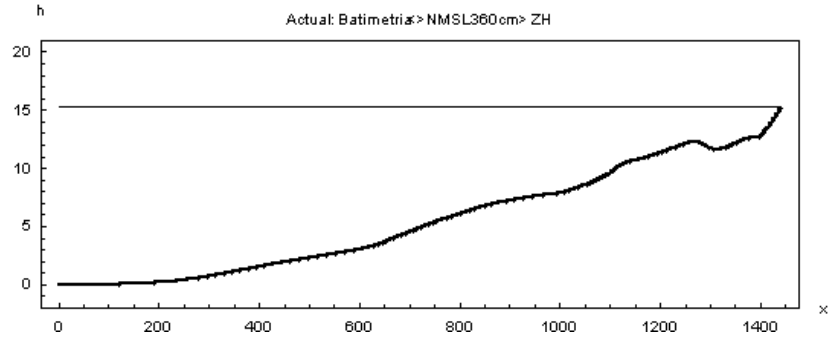


Figura 2 – Batimetria actual, com o nível da superfície livre situado 3.60 m acima do ZH (abcissas *x* e ordenadas *h* em metros).

Nas figuras 3 e 4 apresentam-se os resultados correspondentes às situações 1 e 2. Estes e todos os restantes resultados que se apresentam nas figuras 5, 6 e 7 correspondem a situações estabilizadas, isto é, foram obtidos após a saída do domínio de um conjunto de ondas influenciadas pela abordagem do repouso (situação transiente). Isto mesmo é comprovado pelos resultados da sonda numérica localizada a 20.0 m da fronteira de jusante do domínio considerado, para os períodos de 10.0 s, 15.0 s e 17.0 s.

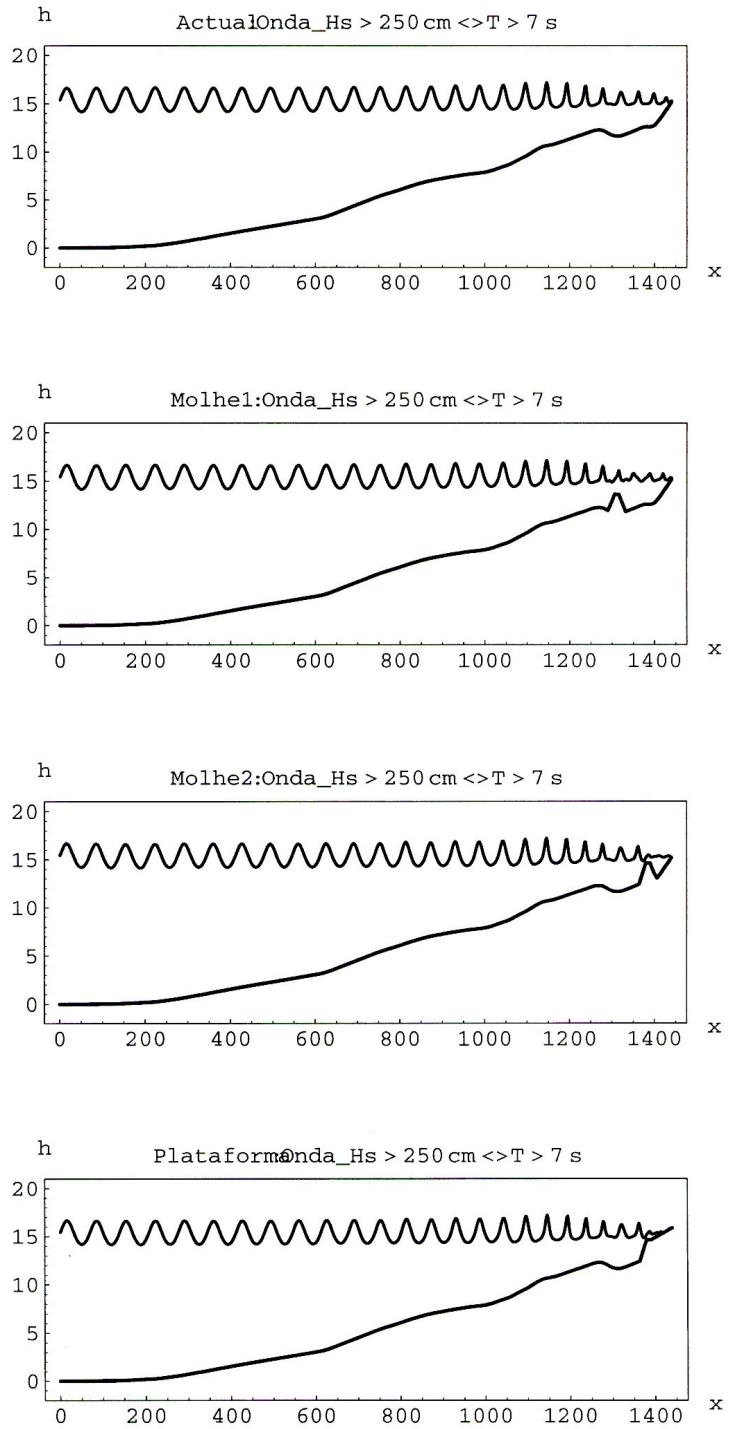


Figura 3 – Resultados correspondentes à situação inicial representada na figura 2, para uma onda com altura significativa H_s = 2.5 m e um período característico T = 7.0 s, considerando a batimetria actual (em cima), dois molhes submersos em posições intermédias e uma plataforma submersa em condições de preia-mar (em baixo).

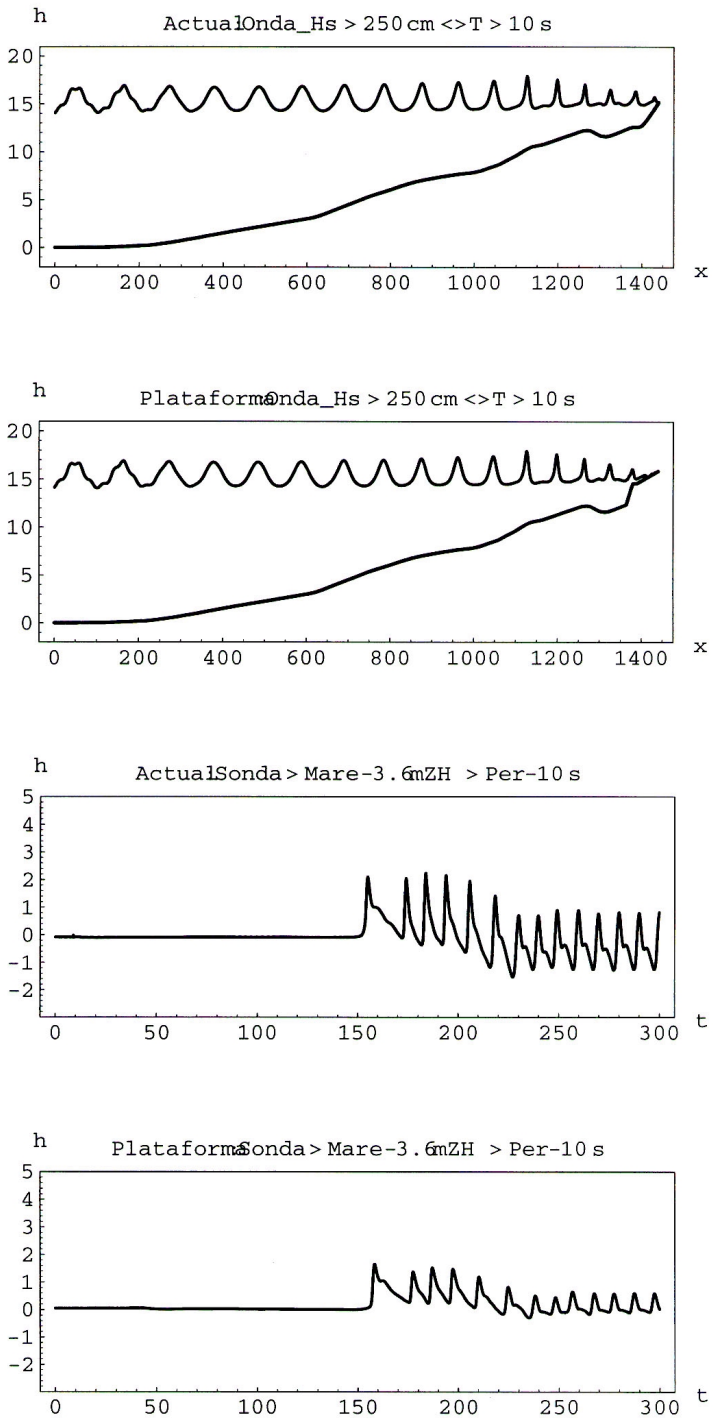


Figura 4 – Resultados correspondentes à situação inicial representada na figura 2, para uma onda com altura significativa H_s = 2.5 m e um período característico T = 10.0 s, considerando a batimetria actual (em cima), seguida de uma plataforma submersa em condições de preia-mar e dos resultados obtidos, para ambas as situações, numa sonda numérica colocada a cerca de 20.0 m da base actual do sistema dunar.

Regista-se, em ambos os casos, uma redução significativa da amplitude da onda nas proximidades da duna e, por conseguinte, também do seu poder energético. Todavia, tratando-se de situações correntes, de calmas nos períodos de Verão e de Transição, sem grande poder energético, não deverá justificar-se, exclusivamente para atender a estes casos, a construção de uma obra de engenharia do tipo proposto para a redução (apesar de tudo algo significativa) do potencial energético da onda.

Na figura 5 apresentam-se os resultados correspondentes a uma primeira situação de temporal, para uma onda com a altura significativa H_s = 5.0 m e período característico T = 13.0 s, considerando uma maré de 3.80 m (acima do ZH).

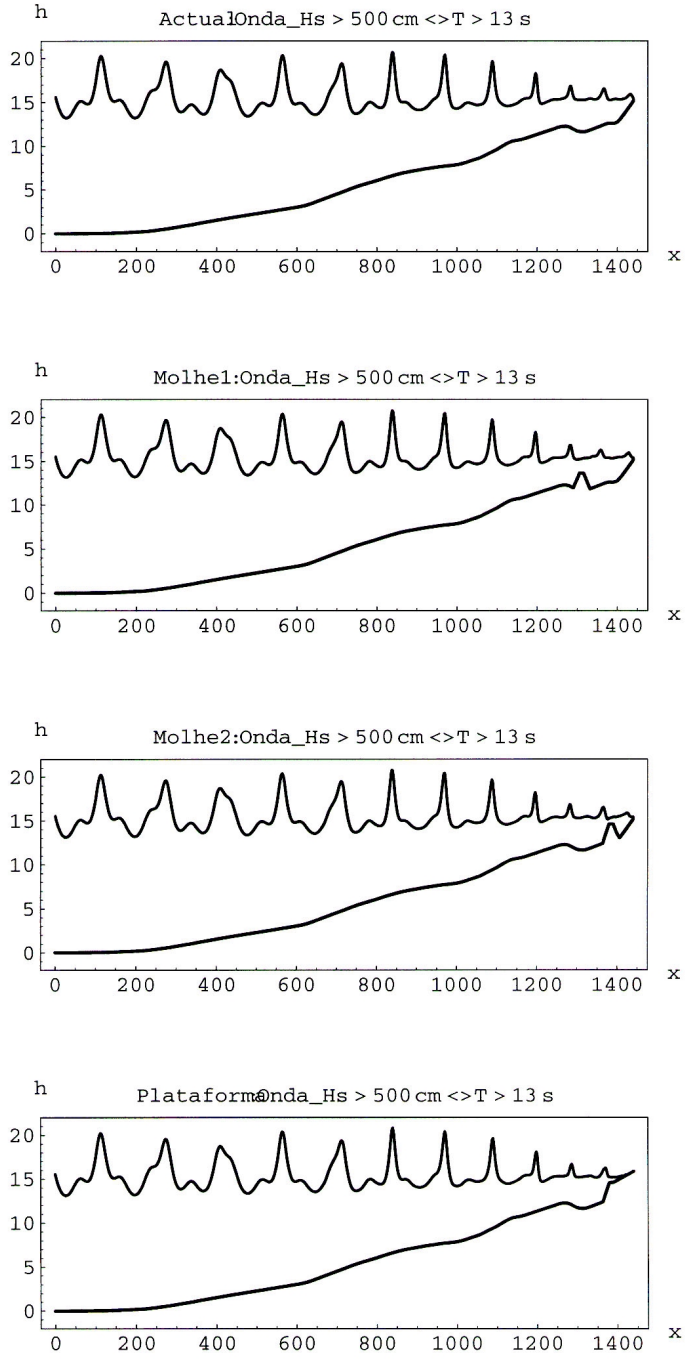


Figura 5 – Resultados correspondentes a uma maré de 3.80 m (acima do ZH), para uma onda com altura significativa H_s = 5.0 m e período característico T = 13.0 s, considerando a batimetria actual (em cima), dois molhes submersos em posições intermédias e uma plataforma submersa em condições de preia-mar (em baixo).

Apresentam-se agora, na figura 6, os resultados correspondentes a uma situação de temporal com uma probabilidade de ocorrência já elevada no período de Transição. Trata-se da propagação de uma onda com a altura significativa H_s = 6.0 m e período característico T = 15.0 s sobre uma situação de maré com 3.80 m (acima do ZH).

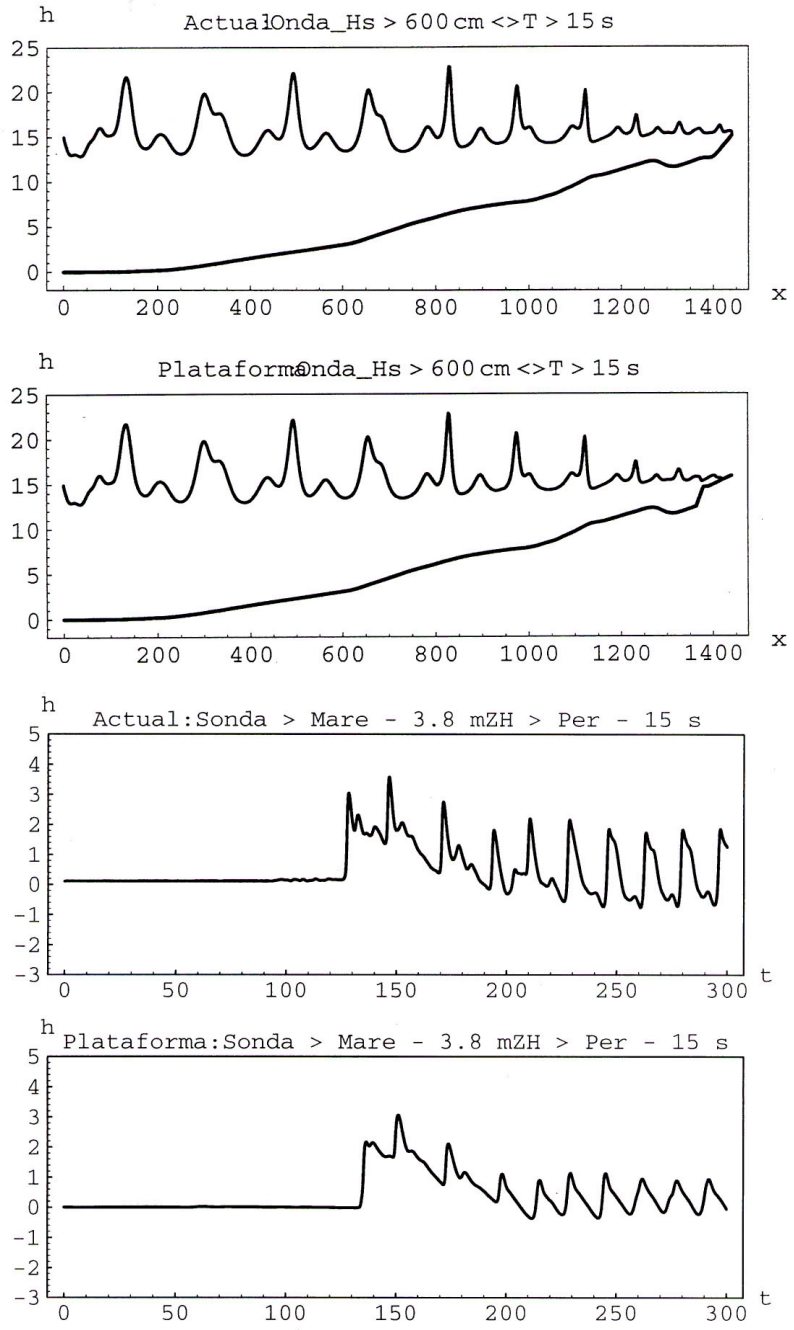


Figura 6 – Resultados correspondentes a uma maré de 3.80 m (acima do ZH), para uma onda com altura significativa H_s = 6.0 m e um período característico T = 15.0 s, considerando a batimetria actual (em cima) e uma plataforma submersa em condições de preia-mar. Apresentam-se ainda os resultados obtidos, para ambas as situações, numa sonda numérica colocada a cerca de 20.0 m da base actual do sistema dunar.

Por último, apresentam-se na figura 7 os resultados numéricos obtidos para uma situação de temporal com elevada probabilidade de ocorrência no período de Inverno. Trata-se da propagação de uma onda com a altura significativa H_s = 7.0 m e um período característico T = 17.0 s, considerando a situação de preia-mar mais elevada, com 4.0 m (acima do ZH).

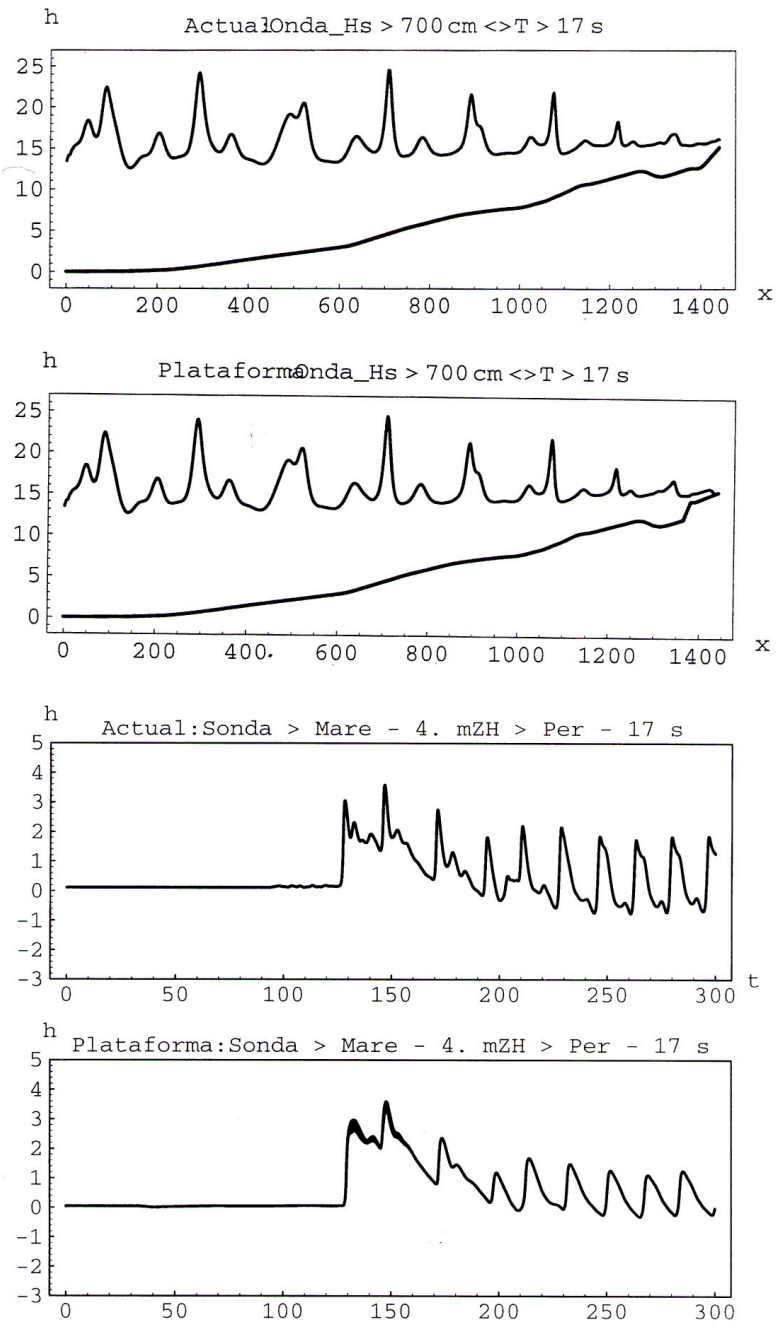


Figura 7 – Resultados correspondentes a uma maré de 4.0 m (acima do ZH), para uma onda com altura significativa H_s = 7.0 m e um período característico T = 17.0 s, considerando a batimetria actual (em cima) e uma plataforma submersa em condições de preia-mar. Apresentam-se ainda os resultados obtidos, para ambas as situações, numa sonda numérica colocada a cerca de 20.0 m da base actual do sistema dunar.

Observa-se em todas as situações de temporal analisadas (Figuras 5 a 7) uma significativa redução da amplitude da onda e, por conseguinte, também do seu potencial energético, após rebentação generalizada sobre a plataforma com um comprimento aproximado de 60 m a 70 m, desde a base do sistema dunar, e um declive de 2.0% a 2.5%, reduzindo assim ligeiramente o perfil da praia actual, como representado na figura 8. A areia desta plataforma é suportada por uma estrutura

longitudinal destacada submersa (secção aproximadamente trapezoidal representada a cheio carregado nesta figura), em condições de preia-mar, que deverá ser construída a partir do bedrock, em blocos com dimensões e pesos adequados, e com o nível da crista situado 2.0 m acima do Zero Hidrográfico.

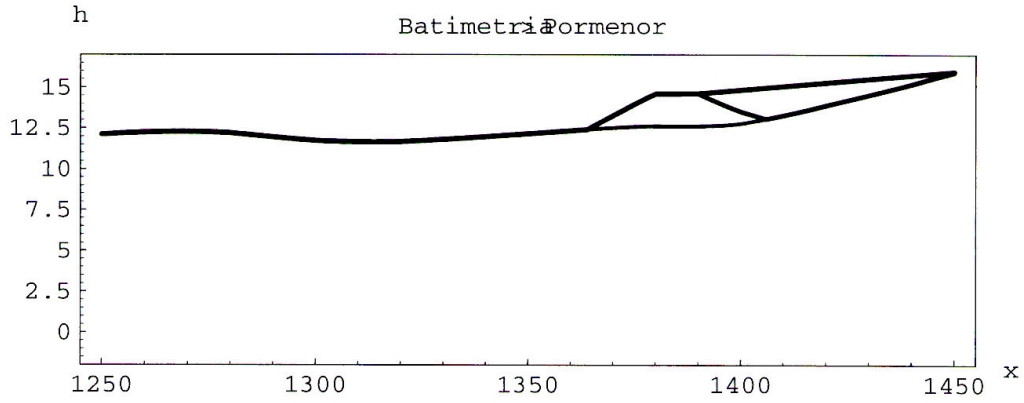


Figura 8 – Pormenor da batimetria e plataforma instalada, com um declive de 2.25%, situando-se a estrutura de suporte a cerca de 60 m - 70 m da base actual do sistema dunar (fronteira de jusante do domínio considerado) e a crista 2.0 m acima do Zero Hidrográfico.

Os resultados apresentados permitem extrair as seguintes conclusões: *i*) a estrutura de dissipação submersa proposta é bastante eficaz para efeitos de dissipação da energia da onda; *ii*) é possível garantir a manutenção da praia actual, sendo, porventura, apenas necessário recorrer a algum enchimento artificial, e *iii*) é compatível com uma construção faseada, isto é, permite acompanhar a evolução do Nível Médio do Mar ao longo de décadas. Existem, contudo, alguns contratempos que importa ter em consideração: *i*) é uma solução dispendiosa; *ii*) terá de ser construída a partir do *bedrock*, devido ao importante efeito erosivo que ocorrerá em frente à estrutura de suporte da plataforma, e *iii*) a parte superior da estrutura longitudinal de suporte será visível em condições de maré-baixa.

Como alternativa à plataforma construída com enchimento artificial de areia poder-se-á manter apenas a praia actual, como sugerido com a terceira configuração batimétrica representada nas figuras 3 e 5, proporcionando assim uma zona balnear com armazenamento de água, que será renovada em cada preia-mar, e um belo efeito paisagístico que poderá ser conseguido através do embelezamento da estrutura de dissipação submersa por plantação de adequada vegetação marinha.

5 - CONCLUSÕES

Para fazer face a uma “agressão” do sistema dunar da Leirosa, que consistiu na implantação de um emissário submarino, foi decidido reabilitar o cordão dunar através de enchimento com areia e revegetação da zona intervenciona, utilizando para o efeito plantas adequadas.

A ocorrência de um importante temporal, menos de um ano após conclusão das obras, provou ser insuficiente esta forma de estabilização, pelo que se entendeu estudar uma forma de protecção mais eficaz, constituída por uma estrutura ou plataforma de dissipação “pesada”. Esta forma de protecção deverá, por um lado, ter reduzidos impactos negativos de natureza paisagística e, por outro, permitir

reduzir o potencial energético das ondas em situações pré-definidas, provocando a rebentação e a consequente diminuição do seu impacto agressivo sobre o sistema dunar.

Recorrendo a simulações numéricas, apresentam-se neste trabalho resultados e comparações entre diferentes hipóteses e soluções de natureza prática. Para o efeito, recorreu-se a uma estrutura computacional que utiliza um método de elementos finitos para a resolução de um sistema de equações do tipo Boussinesq.

Conclui-se que uma estrutura de dissipação submersa, em condições de preia-mar, constituída por um molhe longitudinal destacado e um eventual enchimento artificial com areia, mantendo ou ampliando deste modo a praia original, ou acrescentando à praia actual uma zona balnear com água armazenada e permanentemente renovada em cada preia-mar, poderá constituir uma boa solução ao resolver simultaneamente um problema de protecção do sistema dunar e melhorar as características balneares de uma extensa zona costeira.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi preparado no âmbito do protocolo de "Recuperação e Estabilização do Sistema Dunar da Leirosa", estabelecido entre a StoraEnso (Celbi) e o IMAR - Instituto do Mar (Universidade de Coimbra).

BIBLIOGRAFIA

Antunes do Carmo, J.S., Seabra-Santos, F.J. & Barthélemy, E. - "Surface waves propagation in shallow-water: a finite element model". *Int. J. Num. Meth. in Fluids,* **16**, 6, 1993, pp. 447-459.

Antunes do Carmo, J.S. & Seabra-Santos, F.J. - "Proteger e valorizar o litoral conservando a paisagem", in *Anais do Seminário Prespectivas de Gestão Integrada de Ambientes Costeiros*, Coimbra, Outubro 2000.

Reis, C.S. - Fotografias pessoais cedidas pela autora, Abril 2003.

Seabra Santos, F.J., Antunes do Carmo, J.S. & Avilez Valente, P. - "*Protecção do Forte do Bugio: Dinâmica dos Sedimentos sob a Acção Conjunta das Ondas e das Correntes de Maré*". IMAR - Instituto do Mar (Pólo de Coimbra). Estudo efectuado para o LNEC, Março 1997.

Seabra Santos, F.J., Lopes de Almeida, J.P. & Antunes do Carmo, J.S. - Relatório Final do Projecto de Investigação "Lançamento de Bases para o Estudo Integrado do Estuário do Mondego". Estudo da Agitação Marítima, Dezembro 1991.

StoraEnso - "Erosão da Duna – Envio de dados". Documentação pessoal fornecida pela StoraEnso, Maio 2003.

A REGULAMENTAÇÃO E A NORMALIZAÇÃO TÉCNICAS NO DOMÍNIO DA DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA E DA DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS COMO FACTORES DE SUSTENTABILIDADE

Helena ALEGRE

Investigadora Principal e Chefe do Núcleo de Engenharia Sanitária, LNEC; Presidente da Comissão Técnica de Normalização CT 90 – Saneamento Básico (LNEC - Av. do Brasil, 101, 1700-066-Lisboa, Portugal; Tel.: +351 21 844 3625; Fax.: + 351 21 844 3032; E-mail: Halegre@lnec.pt).

Rafaela MATOS

Investigadora-Coordenadora do Núcleo de Engenharia Sanitária, LNEC; Coordenadora da Sub-Comissão 1 – Águas residuais da CT 90 – Saneamento Básico (LNEC - Av. do Brasil, 101, 1700-066-Lisboa, Portugal; Tel.:. +351 21 844 3626; Fax. + 351 21 844 3032; E-mail: RMatos@lnec.pt).

RESUMO

A existência de regulamentos e de normas actualizados e adaptados às características e necessidades de um país é fundamental para o desenvolvimento harmonioso das diversas actividades humanas. A regulamentação da concepção, do projecto, da construção e da operação de sistemas de distribuição de água e de drenagem de águas residuais constituem um exemplo paradigmático desta realidade.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) tem vindo a participar na elaboração de diversos documentos regulamentares e normativos neste domínio, que se encontram actualmente em vigor. Destacam-se o "Regulamento Geral de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais" aplicável a Portugal, o "Regulamento de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais de Macau", complementado com um conjunto de vinte e quatro normas técnicas, o "Regulamento de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais de S. Tomé e Príncipe", complementado com o documento "Soluções-Tipo para o Abastecimento de Água e o Saneamento Rural em São Tomé e Príncipe" e o Regulamento de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais de Moçambique (aprovado na componente relativa aos sistemas públicos e a aguardar aprovação na componente relativa aos sistemas prediais). Por se afigurar que a experiência adquirida poderá ser interessante para outros países de língua portuguesa, e em particular para Cabo Verde, pretende-se com a presente comunicação resumir a metodologia de abordagem adoptada e os aspectos mais relevantes de conteúdo dos documentos elaborados.

Palavras-chave: Abastecimento de água, drenagem de águas residuais, regulamentação, normalização, desenvolvimento sustentável

A REGULAMENTAÇÃO E A NORMALIZAÇÃO TÉCNICAS NO DOMÍNIO DA DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA E DA DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS COMO FACTORES DE SUSTENTABILIDADE

1 - INTRODUÇÃO

A existência de regulamentos e de normas actualizados e adaptados às características e necessidades de um país é fundamental para o desenvolvimento harmonioso das diversas actividades humanas. A regulamentação da concepção, do projecto, da construção e da operação de sistemas de distribuição de água e de drenagem de águas residuais constituem um exemplo paradigmático desta realidade.

A generalidade dos Países Africanos de Língua Oficial Portuguesa (PALOP) depara-se hoje com o desafio de procurar melhorar significativamente os níveis de atendimento e a qualidade do serviço prestado de abastecimento de água e de drenagem e de tratamento de águas residuais. A gravidade da situação e as perspectivas de desenvolvimento são naturalmente variáveis de caso para caso. No entanto, qualquer dos PALOP se deparou com o facto de se ter tornado independente quando ainda estavam em vigor os Regulamentos Gerais de Águas e Esgotos, de 1943 e de 1946, já então desactualizados e desajustados. À semelhança da generalidade da legislação vigente à data da independência, estes regulamentos foram adoptados nos respectivos acervos legais nacionais. Não tendo sido, em geral, considerada como uma área de actuação prioritária face ao conjunto de problemas a resolver, a inadequação do quadro regulamentar e normativo tendeu a agravar-se ao longo dos anos. Sem um quadro de referência legal adequado, estes países vêem-se forçados a aceitar as práticas impostas, caso a caso, pelos doadores e pelas empresas estrangeiras envolvidas, que naturalmente não correspondem a uma estratégia nacional ou regional nem são compatíveis com um desenvolvimento sustentável do sector.

Esta realidade é reconhecida por Cabo Verde, como se pode ler na edição de 7 de Agosto de 2003 do jornal electrónico de notícias do Governo de Cabo Verde (http://www.governo.cv/Noticias/conselho_agua.html):

> ***Conselho Nacional de Águas define estratégias para saneamento***
> *O Conselho Nacional de Águas, na sua sessão de 6 de Agosto, analisou e deliberou sobre algumas questões de sua competência.*
> *Analisou a Política Nacional de Saneamento que define estratégias e política para o sector de saneamento.*
> *Se por um lado o CNAG realça a situação invejável do acesso à água potável em Cabo Verde, onde o nosso país já atingiu os objectivos do Milénio, por outro, constata que o sector de saneamento é caracterizado por enormes carências em virtude das baixas taxas de cobertura e de acesso, reflectindo as escassas medidas de política implementadas. Medidas de carácter regulamentar deverão ser tomadas, com urgência, a fim de permitir o acesso disponibilizado pela conclusão dos planos sanitários de Praia, Mindelo e outros Centros Urbanos.*
> *…*

Apesar das situações de partida serem diferentes de caso para caso, existem semelhanças importantes entre os diversos PALOP. Em geral existem algumas cidades de dimensão e desenvolvimento consideráveis, embora muitas vezes apresentando deficiências mais ou menos graves nos sistemas públicos e prediais de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais. O abastecimento de água através de rede pública é confinado em geral a bairros urbanos e a drenagem de águas residuais realizada através de rede de colectores, com fossas sépticas intercaladas entre a habitação e a rede ou, simplesmente, fossas sépticas. Na figura 1 apresentam-se imagens da cidade de Maputo (Moçambique) e de Mindelo (Cabo Verde).



Figura 1 – Cidade de Maputo (Moçambique) e Mindelo (Cabo Verde)

Em torno dos núcleos urbanos centrais localizam-se bairros peri-urbanos (como é o caso de Moçambique), onde habita em elevada percentagem população com menores recursos. Nestes bairros o abastecimento de água é predominantemente feito por fontanários (chafarizes) ou poços em que a extracção de água se faz recorrendo a bombas manuais e o saneamento é feito através de latrinas (geralmente secas). Na figura 2 ilustra-se um bairro peri-urbano da cidade do Maputo.



Figura 2 – Vistas de bairro peri-urbano da cidade de Maputo

Nos casos de pequenos aglomerados rurais o abastecimento pode ser feito a partir de furos, de onde a água é utilizada localmente, ou transportada para um reservatório elevado e distribuída por fontanários. Na Figura 3 apresenta-se um exemplo do primeiro tipo (ilha de Santiago, Cabo Verde) e na Figura 4 ilustra-se, com uma sequência de imagens, uma situação do segundo tipo (Moçambique).



Figura 2 – Ilha de Santiago (Cabo Verde)



Figura 4 – Abastecimento de água rural em Moçambique

Em geral a situação é ainda precária em termos de cobertura com sistemas de tratamento de águas residuais, predominando a situação de sistema de lagunagem com reutilização das águas residuais. Existem, no entanto, e de acordo com informação apurada, novos projectos, designadamente para a cidade da Praia (Cabo Verde), para a construção de sistemas de tratamento secundário e terciário, prevendo-se a reutilização dos caudais tratados para diversos fins.

2 - INTERCÂMBIO ENTRE PORTUGAL E OS PALOP

Portugal viveu nas últimas duas décadas um período muito interessante, de clara mudança, a que correspondeu uma grande dinâmica de investimento e desenvolvimento. Embora o balanço actual seja claramente positivo, alguns aspectos menos favoráveis cujo diagnóstico é hoje possível fazer podem constituir uma fonte de ensinamentos para países que pretendem investir na melhoria das infra-estruturas de saneamento básico. A partilha da língua portuguesa como veículo de comunicação e o conhecimento mútuo constituem, naturalmente, elementos acrescidos de aproximação.

A partir de 1975, com o aumento de capacidade política e financeira das autarquias locais, assistiu-se em Portugal a um crescimento acentuado na construção de sistemas de saneamento básico e consequente aumento de acessibilidade da população a sistemas públicos de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais. Este crescimento abrandou na primeira metade dos anos 80, por dificuldades financeiras, tendo tornado a crescer quando o país passou a ser membro da Comunidade Económica Europeia, em 1986, e passou a ter acesso a fundos estruturais comunitários. Embora os níveis de cobertura da população servida tenham aumentado significativamente, verifica-se hoje que uma parte significativa dos investimentos efectuados não resultou numa melhoria correspondente da qualidade do serviço. São muitos os casos em que a falta de qualidade do projecto, a inadequada selecção e controlo de qualidade dos materiais e a deficiente construção, manutenção e operação, conduziram à existência de infra-estruturas com funcionamento deficiente ou mesmo inoperacionais. As razões para que esta situação tenha ocorrido são diversas e complexas. Deficiências do enquadramento institucional e definição incorrecta de objectivos estratégicos são certamente algumas delas. Outra causa importante pode encontrar-se no inadequado enquadramento regulamentar que perdurou por um longo período e as lacunas existentes no quadro normativo. Esta é uma vertente do problema sobre a qual o Laboratório Nacional de Engenharia Civil muito tem actuado, e para a qual se sente particularmente vocacionado para colaborar.

É, pois, sobre este tema, que se centra a presente comunicação, na expectativa de que o diálogo e o enriquecimento de experiências e ideias que, naturalmente, a sua apresentação na cidade da Praia vai proporcionar, possa constituir o ponto de partida para uma eventual cooperação futura neste domínio.

3 - ASPECTOS ESTRATÉGICOS E ESTRUTURANTES DA REGULAMENTAÇÃO

A existência de um quadro regulamentar e normativo actualizado e coerente revela-se, do ponto de vista técnico, como um instrumento indispensável e estruturante na actividade disciplinadora de todos os agentes do sector. Este aspecto é tanto mais importante num contexto de investimentos significativos, com abertura de mercados a diferentes fornecedores de serviços e equipamentos. Com efeito, através da definição de objectivos técnicos de qualidade e de desempenho dos sistemas, por um lado, e da uniformização de critérios e de procedimentos para a sua avalição, por outro, abandonam-se conceitos subjectivos ou variáveis de caso para caso, criando-se um quadro de referência claro e objectivo nas relações contratuais entre cliente e fornecedor, com redução de custos, aumento de eficácia e alargamento potencial de mercados.

A filosofia actual consagra o princípio de que os Regulamentos, documentos de referência de carácter obrigatório, devem fixar apenas as exigências ou os requisitos essenciais de desempenho de bens e serviços tendo em vista a salvaguarda de aspectos de interesse colectivo ligados à segurança, à saúde pública e ao ambiente, remetendo-se para Normas, documentos em geral de carácter orientativo e não obrigatório, a definição objectiva de características, funções, ensaios, condições de utilização dos produtos e componentes dos sistemas bem como requisitos e critérios a utilizar na concepção, projecto, construção, exploração e reabilitação.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), para além de ser, desde 1988 e por delegação do Instituto Português da Qualidade (IPQ), o Organismo de Normalização Sectorial para o saneamento básico em Portugal, cabendo-lhe assim a responsabilidade da actividade normativa em geral e a promoção da elaboração de normas no sector, tem vindo a participar na elaboração de diversos documentos regulamentares e normativos noutras regiões de língua portuguesa. Refere-se, designadamente:

- a participação na elaboração do Regulamento Geral de Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais de Portugal, em vigor desde 1995, e que veio substituir o antigo Regulamento Geral de Águas e Esgotos, datado de 1947.
- a participação na elaboração de cerca de 200 projectos de normas europeias harmonizadas nos domínios do tratamento e distribuição de água e da drenagem e tratamento de águas residuais.
- a participação conjunta com o Laboratório de Engenharia de Macau na elaboração do Regulamento de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais de Macau (RADARM), publicado através do Decreto-Lei nº 46/96/M, de 19 de Agosto, em versão bilingue português e chinês.
- a participação na elaboração de um conjunto de 24 projectos de Norma para Macau (prNM), complementares do Regulamento.
- a elaboração, em colaboração com o Ministério do Equipamento Social e Ambiente de S. Tomé, do Regulamento de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais de S. Tomé e Príncipe (Baptista *et al*., 1995), complementado com o documento Soluções-Tipo para o Abastecimento de Água e o Saneamento Rural em São Tomé e Príncipe (Baptista et al., 1995a). Este estudo foi realizado ao abrigo do Protocolo de Cooperação entre o Ministério do Equipamento Social e Ambiente de S. Tomé e Príncipe, o Instituto para a Cooperação Económica de Portugal e o LNEC, com apoio financeiro do Fundo para a Cooperação Económica;
- a elaboração, em colaboração com a Direcção Nacional de Águas (DNA) de Moçambique, do Regulamento dos Sistemas Públicos de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas

Residuais de Moçambique, aprovado pelo Conselho de Ministros de Moçambique em Julho de 2003. Este estudo foi realizado ao abrigo do Protocolo de Cooperação entre a Direcção Nacional de Águas e o Instituto da Água (INAG) de Portugal, tendo sido financiado pelo INAG;

- a elaboração, em colaboração com a Direcção Nacional de Águas de Moçambique, do Regulamento dos Sistemas Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais de Moçambique (Pedroso, V., 1999), em fase de realização dos seminários finais que antecedem a aprovação em Conselho de Ministros. Este estudo igualmente realizado ao abrigo do Protocolo de Cooperação entre o INAG e a DNA e financiado pelo INAG.

No capítulo seguinte resume-se a metodologia de abordagem adoptada no desenvolvimento dos projectos de regulamento tomando como referência o caso de Moçambique.

4 - METODOLOGIA DE DESENVOLVIMENTO DOS PROJECTOS DE REGULAMENTO

O regulamento português foi o primeiro a ser elaborado e aprovado. O LNEC foi encarregado de preparar as primeiras versões de trabalho, no âmbito de uma Comissão nomeada para o efeito pelo Conselho Superior de Obras Públicas. Estes documentos constituíram o ponto de partida para a análise detalhada que teve lugar no seio da Comissão. A versão final resultante do trabalho da Comissão foi sujeita a divulgação pública através de um conjunto alargado de seminários, a inquérito público e a revisão técnica e jurídica antes da publicação como diploma legal.

A experiência adquirida veio a mostrar-se de grande utilidade para as situações posteriores em que o LNEC foi solicitado a colaborar, tendo o novo Regulamento português sido utilizado como base de partida para o desenvolvimento dos restantes. De uma maneira geral, a metodologia de trabalhos adoptada nas três situações – Macau, S. Tomé e Príncipe e Moçambique – foi semelhante. Apresentam-se seguidamente, a título de exemplo, as fases de trabalho adoptadas no caso de Moçambique[1]:

Fase 0 – Apresentação da Comunicação "Regulamentação no domínio do abastecimento de água e da drenagem de águas residuais – Experiência de S. Tomé e Príncipe" no Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa, realizado em Moçambique em 1997 (Alegre et al., 1997), que viria a motivar o interesse da Direcção Nacional de Águas para a realização de um projecto de regulamento.

1ª fase – Realização, em Setembro de 1998, de uma deslocação de dois técnicos do LNEC ao País em causa com os seguintes principais objectivos:

a) Realização de um seminário para apresentação do enquadramento e dos objectivos gerais do trabalho e definição detalhada do objecto, âmbito e filosofia a adoptar para o regulamento;

b) estabelecimento de contactos através de reuniões de trabalho com os técnicos das diversas instituições intervenientes no domínio do regulamento, complementadas com visitas técnicas a sistemas urbanos, peri-urbanos e rurais;

c) elaboração e discussão da estrutura-base, da organização e dos principais aspectos técnicos, sócio-económicos e institucionais a considerar no projecto do regulamento, tendo em consideração as especificidades identificadas em a) e b);

d) definição de um programa e calendário para a redacção do documento e para o acompanhamento por parte das autoridades moçambicanas.

2ª fase – Elaboração de um relatório circunstanciado da missão, onde se sistematizam as informações recolhidas, se faz uma proposta de atribuições e de modo de funcionamento da Comissão de Acompanhamento local e se apresentam as principais conclusões da missão.

3ª fase – Redacção do documento base pelo LNEC com o acompanhamento da Comissão de Acompanhamento local.

[1] A metodologia apresentada refere-se à elaboração da componente do regulamento relativa aos sistemas públicos. A componente relativa aos sistemas prediais, iniciada cerca de um ano mais tarde, teve um desenvolvimento semelhante, embora com algumas diferenças pontuais.

4ª fase – Envio pelo LNEC de uma versão provisória do projecto de regulamento ao INAG, que o encaminhou para as entidades Moçambicanas com interesse na matéria, tendo em vista a sua apreciação, recolha de críticas, comentários e sugestões.
5ª fase – Análise circunstanciada pela Comissão de Acompanhamento, que enviou ao LNEC as propostas de alteração consideradas relevantes e identificou aspectos a analisar conjuntamente com a equipa do LNEC.
6ª fase – Realização de missão intermédia ao país para realização de reuniões de trabalho com a Comissão de Acompanhamento e de visitas técnicas complementares às regiões da Beira e Nampula, com características significativamente distintas de Maputo; realização de reuniões de trabalho com a Comissão de acompanhamento e afinação da versão de trabalho do regulamento. ba rege análise conjunta da versão provisória do regulamento.
7ª fase – Ajustamentos e elaboração da versão técnica pré-final.
8ª fase – Realização, em Moçambique, de um seminário coordenado pela equipa do LNEC, para divulgação do projecto de Regulamento e introdução de ajustes finais (Novembro de 2000).
9ª fase – Revisão jurídica do documento.
10ª fase – Realização, pelos técnicos da Direcção Nacional de Águas , de diversos seminários de divulgação e formação em diversas localidades de Moçambique.
11ª fase – Aprovação do Regulamento em Conselho de Ministros, em Julho de 2003.

Na primeira missão de trabalho realizada a Moçambique, em 1998, foram tomadas algumas decisões que, pela sua relevância, merecem ser destacadas. Verificou-se haver consenso generalizado sobre a necessidade e oportunidade do regulamento dos sistemas públicos de distribuição de água e de drenagem de águas residuais cobrir não apenas os aspectos de projecto e construção, mas também disposições relativas ao estabelecimento e exploração dos sistemas, de forma a disciplinar um sector actualmente muito carenciado e deficientemente ordenado. Foi também evidenciada a necessidade de criar em paralelo um quadro regulamentar actualizado relativo aos sistemas prediais, não previsto inicialmente, situação que veio a ser bem sucedida no sentido de esta componente ser desenvolvida conjuntamente, com um curto desfasamento. De modo a conseguir atingir o objectivo de ter um regulamento bem adaptado a Moçambique, foram identificados os principais organismos a ouvir no processo e criada uma Comissão de Acompanhamento, cuja actividade e dinâmica se veio a comprovar ser fundamental para o sucesso do projecto.

Destaca-se ainda a decisão de desenvolver um regulamento sintético e estruturante, seguindo as modernas tendências internacionais que remetem as soluções tecnológicas para normas e guias de boa prática. Contudo, foi decidido integrar diversos anexos técnicos, de fácil eliminação posterior, contemplando os aspectos complementares mais relevantes para o cumprimento do regulamento que se prevê virem a estar cobertos por legislação ou normalização específica, ainda inexistente. Acordou-se que o regulamento deveria ser aplicável aos aglomerados populacionais de qualquer dimensão, desde que disponham de captação, reservatório de distribuição e rede de distribuição, no que respeita ao abastecimento de água, e de um sistema de colectores e/ou de fossas sépticas, no que respeita das águas residuais. Foi decidido que os abastecimentos feitos directamente a partir de furos ou poços, sem rede de distribuição, assim como as latrinas, seriam contemplados em guias de boa prática específicos.

5 -EXEMPLOS DE ESTRUTURA-BASE

5.1 - Nota introdutória

Apresentam-se seguidamente os exemplos de estrutura adoptada nos Regulamentos desenvolvidos até à data com a participação do LNEC.

5.2 - Regulamento geral dos sistemas públicos e prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais (PORTUGAL)

O âmbito do Regulamento português contempla os sistemas de distribuição de água e os sistemas de drenagem de águas residuais, tanto públicos como prediais. Encontra-se estrutuado em sete títulos, a saber:

Título I - Disposições gerais
Título II - Sistemas de distribuição pública de água
Título III - Sistemas de distribuição predial de água.
Título IV - Sistemas de drenagem pública de águas residuais
Título V - Sistemas de drenagem predial de águas residuais
Título VI - Estabelecimento e exploração de sistemas públicos
Título VII - Estabelecimento e exploração de sistemas prediais

Quando comparado com o regulamento anterior, por este revogado, verifica-se que foi reconhecida, no novo texto, a importância da exploração dos sistemas.

5.3 - Regulamento de águas e de drenagem de águas residuais de Macau

Tal como o Regulamento português, o Regulamento de Macau também contempla os sistemas de distribuição de água e os sistemas de drenagem de águas residuais, tanto públicos como prediais. Encontra-se estruturado em cinco títulos:

Título I - Distribuição pública de água - Disposições técnicas
Título II - Drenagem pública de águas residuais - Disposições técnicas
Título III - Distribuição predial de água - Disposições técnicas
Título IV - Drenagem predial de águas residuais - Disposições técnicas
Título V - Segurança e higiene do pessoal de exploração

O caso de Macau tem a singularidade de contemplar um único sistema de abastecimento de água, gerido por uma só entidade a quem foi delegada esta função, e de ter também uma só entidade – O Leal Senado – responsável pela drenagem de águas residuais. Nestas circunstâncias a definição de aspectos de exploração perde alguma relevância, pois pode ser alvo de acordos bilaterais. Optou-se por isso por incluir algumas cláusulas técnicas relativas à exploração nos títulos I a IV. Em contrapartida, foi considerada a área de higiene e segurança do pessoal de exploração suficientemente relevante para merecer um título específico e autónomo.

5.4 - Normas complementares - Macau

Tal como referido no capítulo 2. *Aspectos estratégicos e estruturantes da regulamentação* as normas técnicas são um complemento indispensável à aplicação, na prática, das disposições regulamentares. Em países ou regiões onde o acervo normativo seja marcadamente insuficiente, a eficácia do Regulamento poderá, assim, ser posta em causa, se não forem tomadas medidas cautelares. Ciente desta situação, a Direcção de Serviços de Obras Públicas de Macau entendeu oportuno solicitar a elaboração de um conjunto de projectos de normas complementares. Foi nesse contexto que foram identificadas as áreas temáticas a normalizar prioritariamente e elaborados os respectivos projectos de norma. A tarefa foi executada conjuntamente pelo LNEC e pelo Laboratório de Engenharia Civil de Macau (LECM), tomando como base de partida normas portuguesas (NP), normas europeias (EN) e normas internacionais (ISO). Listam-se seguidamente os projectos de norma assim desenvolvidos:

1. *Dispositivos de entrada e de fecho de câmaras de visita e sumidouros.*
2. *Câmaras de visita e Câmaras de inspecção de betão simples, de betão armado e de betão com fibra de aço e sumidouros.*
3. *Requisitos gerais das tubagens e componentes dos sistemas de águas residuais em escoamentos gravíticos.*
4. *Requisitos gerais das tubagens e componentes dos sistemas de águas residuais em escoamentos em pressão.*
5. *Contadores de água potável fria - Terminologia e definições, características tecnológicas e características metrológicas.*
6. *Contadores de água potável fria - Condições de instalação e critérios de escolha.*
7. *Contadores de água potável fria - Métodos e meios de ensaio.*
8. *Tubagens e acessórios de ferro fundido dúctil para sistemas de águas residuais.*
9. *Tubagens e acessórios e betão simples, de betão com fibras de aço e de betão armado para sistemas de águas residuais.*
10. *Instalações de separação de líquidos pouco densos - regras de concepção, comportamento e ensaio, marcação e controlo de qualidade.*
11. *Instalações de separação de gorduras - regras de concepção, comportamento e ensaio, marcação e controlo de qualidade.*
12. *Sistemas públicos de drenagem de águas residuais - concepção e dimensionamento.*
13. *Sistemas públicos de drenagem de águas residuais - operação e manutenção.*
14. *Sistemas públicos de drenagem de águas residuais - instalações elevatórias.*
15. *Tubos de cobre para sistemas de distribuição de água e gás e para sistemas de águas residuais.*
16. *Válvulas para sistemas de distribuição pública de água - requisitos gerais.*
17. *Válvulas para sistemas de distribuição pública de água - válvulas de seccionamento.*
18. *Válvulas para sistemas de distribuição pública de água - válvulas de retenção.*
19. *Tubos e acessórios de aço para o transporte de líquidos aquosos, incluindo água destinada a consumo humano - requisitos e métodos de ensaio.*
20. *Pequenas instalações de tratamento de águas residuais - fossas sépticas pré-fabricadas.*
21. *Tubagens e acessórios de aço inoxidável com costura para sistemas de águas residuais - Condições técnicas de fornecimento*
22. *Tubagens e acessórios de aço inoxidável com costura para sistemas de águas residuais - Dimensões.*
23. *Tubagens e acessórios de aço galvanizado com costura para sistemas de águas residuais - Condições técnicas de fornecimento e dimensões.*
24. *Tubagens e acessórios de ferro fundido dúctil para sistemas de distribuição de água*

5.5 - Projecto de Regulamento de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de S. Tomé e Príncipe

Em S. Tomé e Príncipe, para além das cidades de S. Tomé e de S.to António do Príncipe, existem apenas aglomerados populacionais de reduzida dimensão, com soluções simplificadas de abastecimento de água e de saneamento. Por outro lado, o País não dispõe praticamente de acervo de normas. Neste contexto, foi acordado que o Regulamento deveria contemplar, nos aspectos mais críticos, a definição de soluções tecnológicas admissíveis e adequadas à conjuntura do País, e ter um âmbito um pouco mais alargado que os restantes, incluindo explicitamente aspectos de tratamento e qualidade da água. No entanto, a estrutura adoptada não difere significativamente das anteriormente apresentadas:

Título I - Disposições técnicas da distribuição pública de água
Título II - Disposições técnicas da distribuição predial de água.
Título III - Disposições técnicas da drenagem pública de águas residuais
Título IV - Disposições técnicas da drenagem predial das águas residuais
Título V - Estabelecimento e exploração dos sistemas

As soluções simplificadas adequadas às áreas rurais constituem matéria a contemplar em documentos orientativos, sem carácter legal, pelo que não estão incluídas no âmbito do Regulamento.

5.6 - Documento sobre soluções-tipo para o abastecimento de água e o saneamento rural de S. Tomé e Príncipe

Em paralelo com a elaboração do Regulamento de S. Tomé, foram identificadas as principais soluções-tipo com interesse prático para o abastecimento de água e saneamento rural do País. Elaborou-se assim um documento onde se sistematiza a informação considerada fundamental para orientar o respectivo projecto, construção e exploração, nomeadamente relativos a captações por nascente, captações por poço, desinfecção, fontanários, latrinas com fossa seca ventilada e com fossa estanque, fossas sépticas, e poçose trincheiras de infiltração.

Para cada tipo de sistema o documento está estruturado em sub-capítulos, relativos à aplicabilidade, descrição, disposições construtivas, cuidados de manutenção e esquema-tipo.

5.7 - Regulamento de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de Moçambique

Também o Regulamento de Moçambique tem uma estrutura semelhante ao de Portugal e ao de Macau, embora por razões funcionais se tenha optado por separar em dois documentos legais distintos as partes correspondentes aos sistemas públicos e aos sistemas prediais. Retomando como exemplo o caso do Regulamento dos Sistemas Públicos de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais de Moçambique, apresenta-se seguidamente com mais detalhe a estrutura adoptada, incluindo a subdivisão em capítulos e secções:

Preâmbulo
Título I - Disposições técnicas da distribuição pública de água
Capítulo I - Generalidades
Capítulo II -Concepção dos sistemas
Capítulo III - Elementos de base para dimensionamento
Capítulo IV - Rede de adução e distribuição
Secção A - Condutas
Secção B - Ramais de ligação
Capítulo V - Elementos acessórios da rede
Secção A - Válvulas de seccionamento
Secção B - Válvulas de retenção
Secção C - Redutores de pressão
Secção D - Ventosas
Secção E - Descargas de fundo
Secção F - Medidores de caudal
Secção G - Bocas de rega e lavagem
Secção H - Hidrantes
Secção I - Câmaras de manobra
Capítulo VI -instalações complementares
Secção A - Captações
Secção B - Instalações de tratamento
Secção C - Reservatórios
Secção D - Sistemas elevatórios
Secção E - Reservatórios domiciliários
Secção F - Fontanários
Título II - disposições técnicas de drenagem pública de águas residuais
Capítulo VII -Generalidades
Capítulo VIII - Concepção dos sistemas
Capítulo IX - Elementos de base para dimensionamento
Capítulo X - Rede de colectores e valas de drenagem
Secção A - Colectores e valas de drenagem
Secção B - Ramais de ligação
Capítulo XI -Elementos acessórios da rede
Secção A - Câmaras de visita
Secção B - Dispositivos de entrada na rede
Secção C - Descarregadores
Capítulo XII -Instalações complementares
Secção A - Sistemas elevatórios
Secção B - Bacias de retenção
Secção C - Sifões invertidos
Secção D - Desarenadores
Secção E – Câmaras de grades
Secção F - Fossas sépticas e dispositivos complementares
Secção G - Medidores e registadores
Capítulo XIII - Destino final
Capítulo XIV - Sistemas simplificados
Título III - Estabelecimento e exploração de sistemas públicos de distribuição de água e de drenagem de águas residuais
Capítulo XV - Disposições gerais
Capítulo XVI - Tarifação
Capítulo XVII - Estudos e projectos
Secção A - Condições gerais
Secção B - Elaboração
Secção C - Aprovação
Secção D - Técnico responsável
Capítulo XVIII - Execução de obras
Secção A - Condições gerais
Secção B - Realização de obras
Secção C - Fiscalização
Secção D – Técnico responsável pela obra
Capítulo XIX - Exploração de sistemas
Secção A - Condições gerais
Secção B - Exploração
Secção C - Fiscalização
Secção D - Técnico responsável
Título IV - Segurança, higiene e saúde no trabalho na exploração dos sistemas públicos de distribuição de água e de drenagem de águas residuais
Capítulo XX -Disposições gerais
Capítulo XXI - Riscos específicos
Capítulo XXII - Medidas de higiene e segurança nos locais de trabalho
Capítulo XXIII - Direitos, obrigações e garantias das partes

ANEXOS
A1 - Terminologia de sistemas de distribuição de água
A2 - Simbologia de sistemas de distribuição de água
A3 - Critérios e normas de qualidade de água de abastecimento para consumo humano
A4 - Balanço hídrico e terminologia de perdas de água
A5 - Exemplo de impresso para registo de ocorrência de rotura
A6 - Ensaio de condutas e ramais de ligação de sistemas de distribuição de água, após assentamento
A7 - Protecção sanitária de captações
A8 - Terminologia de sistemas públicos de drenagem de águas residuais
A9 - Simbologia de sistemas públicos de drenagem de águas residuais
A10- Valores de referência de produção de águas residuais industriais
A11- Curvas Intensidade-Duração-Frequência da precipitação
A12 - Coeficientes de escoamento
A13 - Ensaios dos colectores e ramais de ligação após assentamento
A14 - Normas gerais de descarga de águas residuais domésticas e industriais na rede de colectores
A15 - Capacidade hidráulica de dispositivos de entrada na rede de águas residuais
A16 - Determinação das características dimensionais das fossas sépticas
A17 - Normas gerais de descarga de águas residuais domésticas e industriais no meio receptor

Na elaboração do regulamento de Moçambique teve-se em consideração a adaptação às condições específicas do país e a incorporação de novos conhecimentos. Destacam-se como exemplos do primeiro aspecto o modo como foi tratada a questão das infra-estruturas de combate a incêndio, importante sobretudo nas maiores cidades, que foi resolvida com soluções originais, adaptadas a sistemas com abastecimento intermitente. Outro exemplo relevante foi a inclusão de curvas Intensidade-Duração-Frequência (I-D-F) da precipitação resultantes do tratamento de dados históricos do Instituto de Meteorologia. Como exemplos de incorporação de novos conhecimentos salientam-se os artigos que incentivam a concepção modular e flexível dos sistemas de abastecimento e os artigos relativos às perdas de água.

6 - NOTA CONCLUSIVA

A regulamentação, para ter o desejável efeito promotor da melhoria da qualidade do abastecimento de água e de drenagem e tratamento de águas residuais, deve ser bem adequada à região onde se aplica, tendo em conta factores tais como o estádio de desenvolvimento económico e social, a indústria nacional, a tradição construtiva, as características socio-demográficas e habitacionais, o clima, etc.. Por estas razões não é aconselhável a adopção directa de regulamentação estrangeira, desenvolvida para regiões com características diferentes. Tendo em conta que um regulamento é um documento com força de lei, e portanto de cumprimento obrigatório, a impossibilidade prática de aplicar alguns dos procedimentos preconizados ou a inadequação de outros podem ter efeitos indesejáveis.

A metodologia apresentada e o exemplo concreto do projecto de Regulamento de Moçambique poderão constituir, na convicção das autores, um modelo de referência eventualmente a ter em conta no caso de Cabo Verde.

Afigura-se à partida que, no caso de Cabo Verde, haverá que introduzir alguns aspectos inovadores, decorrentes nomeadamente da situação de escassez de água, particularmente se atender à importância do turismo balnear para a sustentabilidade económica do país e dos requisitos ambientais e de qualidade do serviço associados a esta actividade. A integração de soluções de aproveitamento de água das chuvas e de reutilização de água deverão, porventura, ser incentivadas, com as necessárias precauções em termos de garantia da saúde pública.

AGRADECIMENTOS

As autoras agradecem a todas as instituições participantes na elaboração dos documentos regulamentares e normativos referidos na presente comunicação, incluindo as instituições financiadoras que viabilizaram a realização dos regulamentos de S. Tomé e Príncipe e de Moçambique, respectivamente o Fundo para a Cooperação Económica e o Instituto da Água de Portugal.

BIBLIOGRAFIA

ALEGRE, H.; MATOS, R. (1998) – *Regulamentação do abastecimento de água e da drenagem de águas residuais – Experiência de alguns países de língua portuguesa*, **5ªs Jornadas de Engenharia**, Associação Portuguesa das Jornadas de Engenharia (APORJEL), 3-7 Novembro, LNEC, Lisboa (18 pág.).

ALEGRE, H.; MATOS, R; BAPTISTA, J.M., ALMEIDA, C (1997) – *Regulamentação no domínio do abastecimento de água e da drenagem de águas residuais – Experiência de S. Tomé e Príncipe*, **Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa**, APRH,

ABRH e AMCT (Associação Moçambicana de Ciência e Tecnologia), Maputo, Moçambique (16 pág.).

BAPTISTA, J. M.; MATOS, M. R.; ALEGRE, H. (1995) – *Projecto de regulamento de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de S. Tomé e Príncipe*, relatório 105/95, LNEC, Lisboa (77 pág.).

BAPTISTA, J. M.; MATOS, M. R.; ALEGRE, H. (1995) – *Soluções-tipo para o abastecimento de água e o saneamento rural em S. Tomé e Príncipe*, relatório 72/95, LNEC, Lisboa (48 pág.).

DUARTE, P.; ALEGRE, H.; VIEIRA, P. (2000) - *Regulamento de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de Moçambique – sistemas públicos – Qualidade da água para consumo humano* Relatório 261/00 – NES, LNEC, Lisboa (41 pág.).

LNEC (1983) - *Sistemas de Abastecimento de Água e Evacuação de Excreta em Zonas Rurais e Pequenas Comunidades*, Seminário 300, Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil LNEC,.

MATOS, R. S.; ALEGRE, H. (1998) – *Elaboração do Regulamento de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de Moçambique – Relatório de progresso*, relatório 311/98 – NES, LNEC, Lisboa (104 pág.).

MATOS, R; ALEGRE, H. (1999) – *Elaboração do regulamento de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de Moçambique – Sumário executivo da missão realizada de 19 a 28 de Julho de 1999*, estudo realizado para o Instituto da Água, ao abrigo do convénio entre o INAG e a Direcção Nacional de Águas, Moçambique, LNEC, Lisboa (16 pág.).

MATOS, R; ALEGRE, H.; (2000) – *Projecto de regulamento dos sistemas públicos de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de Moçambique*, estudo realizado para o Instituto da Água, ao abrigo do convénio entre o INAG e a Direcção Nacional de Águas, Moçambique, Relatório 278/00 – NES, LNEC, Lisboa (200 pág.).

MATOS, R; ALEGRE, H.; PEDROSO, V. (2000) – *Elaboração dos regulamentos dos sistemas públicos e dos sistemas prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de Moçambique – Sumário executivo da missão realizada de 28 de Outubro a 5 de Novembro de 2000*, estudo realizado para o Instituto da Água, ao abrigo do convénio entre o INAG e a Direcção Nacional de Águas, Moçambique, LNEC, Lisboa (5 pág.).

MEGRE, F. Lacerda (1983) - *Sistemas de abastecimento de água e evacuação de excreta em pequenas comunidades e zonas rurais,* in "Sistemas de abastecimento de água e evacuação de excreta em zonas rurais e pequenas comunidades", Seminário 300, Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

MOPTC (1995) - *Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais*, Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações Decreto Regulamentar n.º 23/95, Diário da República nº 194/95 SÉRIE I-B (pág. 5284-5319).

PEDROSO, V. (1999) – *Elaboração do regulamento dos sistemas prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de Moçambique – 2ª fase*, estudo realizado para o Instituto da Água, ao abrigo do convénio entre o INAG e a Direcção Nacional de Águas, Moçambique, Relatório 233/99 – NCCp, LNEC, Lisboa (139 pág.).

RADARM (1996) - Regulamento de Águas e de Drenagem de Águas Residuais de Macau. Imprensa Oficial de Macau, Outubro de 1996 (edição bilingue português-chinês).

APLICABILIDADE DE MODELOS MATEMÁTICOS EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA. Simulação do Sistema de Abastecimento de Água à Cidade de Bragança

Maria C. B. F. DIAS

Prof. Adjunta, Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança, Campus de Sta Apolónia, 5300, Bragança, 351.73.303140, mcbfd@ipb.pt

Lisa A. B. F. DIAS

Assistente, Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança, Campus de Sta Apolónia, 5300, Bragança, 351.73.303140 ,lisadias@ipb.pt

RESUMO

A água é cada vez mais um recurso escasso. O aumento populacional e respectivas capitações e o aumento das necessidades agrícolas e industriais que o progresso da sociedade acarreta, ocasionam um aumento vertiginoso do consumo da água.

A garantia da quantidade e da qualidade da água representa geralmente um trabalho complexo. As estratégias de controlo vão desde os inquéritos aos consumidores, até aos programas de medição e análise contínuos.

A utilização de modelos matemáticos em sistemas públicos de abastecimento de água permite analisar e prever tanto características hidráulicas (caudais e pressões), como parâmetros de qualidade da água.

Na presente comunicação apresentam-se as vantagens e dificuldades de aplicação dos modelos e faz-se uma análise comparativa das suas principais características. Para além disso, apresentam-se os resultados obtidos na modelação de caudais, pressões e decaimento do cloro no sistema de abastecimento de água à cidade de Bragança.

Modelação matemática, quantidade de água, qualidade da água, aplicação de modelos

1. GENERALIDADES

Para aplicação de modelos de simulação a sistemas de abastecimento de água, é tão necessário o conhecimento das condições de funcionamento do sistema em análise, como a compreensão dos conceitos de mecânica dos fluidos associados ao projecto e à operação.

Um modelo não é só um software de cálculo para a resolução de um conjunto de equações previamente definidas, um modelo tem que ser complementado com as características do próprio sistema como sejam: a topologia do sistema, os comprimentos e diâmetros das condutas, as cotas dos reservatórios, os consumos, o tipo de tratamento, a qualidade da água na origem, o número e tipo de captações, etc., que constituem o modelo do sistema propriamente dito.

A formulação e resolução computacional das equações básicas constituem como que as fundações dos modelos, mas os ficheiros de dados correctos e bem organizados, constituem os pilares da fiabilidade dos resultados.

Um programa bem codificado, assente na resolução correcta da formulação física e matemática, não pode fornecer mais precisão do que a dos dados introduzidos.

A experiência de todos os utilizadores é concordante em relação ao facto, de que a construção de um modelo eficaz para o utilizador, supõe uma grande exigência de qualidade na recolha dos dados. A tradução correcta do sistema é a pedra angular da validade de qualquer simulação.

A aplicação de modelos é mais uma arte do que uma ciência.

2. RECOLHA E ORGANIZAÇÃO DOS DADOS DE BASE

Uma parte significativa dos dados de base constantes nos ficheiros de entrada é obtida a partir das plantas de cadastro que, em regra, têm indicado: os traçados, os diâmetros e a natureza das tubagens, a localização dos reservatórios e das estações elevatórias e sobrepressoras e a localização e identificação dos diversos tipos de válvulas e outros acessórios que influenciam o funcionamento dos sistemas.

O cadastro pode estar informatizado e, neste caso, os dados obtidos de vários ficheiros ou camadas do mesmo ficheiro devem ser agrupados de acordo com as necessidades do modelo.

Nos modelos hidráulicos nem sempre é necessário incluir a totalidade das tubagens do sistema, ao contrário dos modelos de qualidade. Os tubos de pequeno diâmetro, e em especial, os que são perpendiculares à direcção do escoamento podem ser eliminados. Obtém-se, assim, um sistema simplificado sem afectar a fiabilidade dos resultados. A tarefa de esquematização requer grande experiência e conhecimento do sistema. Não devem ser eliminados troços situados junto das origens da água ou próximos de grandes consumidores, mesmo que dotados de pequeno diâmetro. Também pode ser preferível, principalmente em tubagens paralelas, substituir tubos de pequeno diâmetro por um tubo de diâmetro equivalente, do que simplesmente eliminá-los. A substituição pode fazer-se utilizando as características geométricas do tubo de maior diâmetro e aumentando o coeficiente de perda de carga (C) de um valor ΔC, determinado pela expressão (Walski, 1983):

$$\Delta C = \sum_{i=2}^{n} \left[\left(\frac{D_1}{D_i} \right)^{2.63} \left(\frac{L_1}{L_i} \right)^{0.54} \right] C_i \ , \qquad (1)$$

em que:

C_i, D_i, Li – coeficiente de resistência, diâmetro e comprimento do tubo *i*

C_1, D_1, L_1 – coeficiente de resistência, diâmetro e comprimento do tubo de maior diâmetro.

Os mapas de trabalho devem conter a informação sistematizada e codificada. A numeração dos diversos constituintes dos sistemas deve merecer algum cuidado, utilizando cores diferentes ou outros processos que permitam prevenir possíveis enganos.

Os dados de base de mais difícil aquisição são os consumos nos nós, para estabelecimento dos respectivos padrões, os coeficientes de resistência para caracterização do interior das tubagens e os coeficientes de decaimento ou crescimento das substâncias presentes na água para modelar as alterações na qualidade.

O estabelecimento dos padrões de consumo é uma tarefa delicada, que exige um cuidado muito particular. A fiabilidade dos resultados dos modelos está directamente relacionada com a margem de erro dos padrões de consumo atribuídos aos nós. Os padrões de consumos são influenciados pela distribuição geográfica, pelo tipo de consumidores, pelas variações diárias e sazonais e pelo crescimento populacional a médio e a longo prazo.

Os caudais a atribuir a cada nó podem ser obtidos, identificando o número e o tipo de consumidores que lhe estão associados e atribuindo-lhes uma capitação ou então, identificando a área associada a cada nó e, atribuindo um consumo por unidade de área, com o qual se obtém o consumo do nó.

Alguns modelos permitem subdividir os consumos em cada nó em diferentes categorias, que podem ser alteradas ao longo do tempo, atribuindo coeficientes de consumo temporais às várias categorias. A determinação dos coeficientes de consumo pode fazer-se recorrendo à análise dos consumos registados pelos contadores dos consumidores ou através de inquéritos locais.

A fixação dos coeficientes de resistência das tubagens é, como a fixação dos consumos, uma tarefa difícil e delicada. A rugosidade das tubagens é influenciada por vários factores: tipo de material, idade, características do escoamento, etc. Pode recorrer-se a valores existentes na literatura técnica da especialidade, valores esses que não devem deixar de ser confirmados através de medições no próprio sistema, principalmente na análise de uma rede antiga.

Para obtenção dos coeficientes de resistência, pode dividir-se a rede a analisar em zonas compostas por troços de idêntico material e idade e seleccionar para cada zona um troço recto de tubagem entre três bocas de incêndio ou outros pontos onde possa adaptar-se um manómetro e medir o caudal.

A medição da pressão em dois pontos possibilita determinar a perda de carga. O conhecimento da perda de carga e do caudal permitem determinar o coeficiente de resistência, através de uma das fórmulas de cálculo de perdas de carga conhecidas. Com os valores determinados, constroem-se ábacos para aplicação à totalidade do sistema em estudo ou a sistemas semelhantes.

Alegre (1990), propõe um método para medição da perda de carga num troço da rede e um método para afectação dos consumos aos nós da rede.

O método de medição das perdas de carga evita a utilização de medidores de caudal e compreende os passos que a seguir se descrevem.

1) Medição da perda de carga no troço *l* (ΔH_l) através de manómetros instalados nas extremidades de jusante e de montante. Na expressão genérica da perda de carga equação (2), as incógnitas são o valor do caudal (Q_l) e o coeficiente de resistência da conduta (K), que é função do comprimento, diâmetro e rugosidade respectivos.

$$\Delta H_l = K Q_l^{\alpha} \qquad (2)$$

2) Abertura total ou parcial de uma boca de incêndio na extremidade de jusante, deixando estabilizar o escoamento.

3) Medição do caudal escoado pela boca de incêndio *(ΔQ)* e novamente a perda de carga *(ΔH_f)* entre as extremidades. O caudal é medido através do volume de água escoado num intervalo de tempo cronometrado. Admitindo que o abastecimento aos consumidores não será afectado, pode exprimir-se o caudal *(Q_f)* que se escoa no troço por:

$$Q_f = Q_l + \Delta Q \qquad (3)$$

A perda de carga pode agora traduzir-se pela equação (4), onde as incógnitas são novamente *K* e Q_l.

$$\Delta H_f = K Q_f^{\alpha} = K (Q_l + \Delta Q)^{\alpha} . \qquad (4)$$

A resolução do sistema formado pelas equações (2) e (4) permite obter os valores de *K* e Q_l.

O teste deve ser executado no menor tempo possível e em horas de baixo consumo, para que a hipótese simplificativa de os consumos se manterem constantes, seja válida. O procedimento deve repetir-se pelo menos três vezes.

A fim de evitar que as perdas de carga devidas ao ramal de ligação da boca de incêndio e à própria boca de incêndio sejam potenciais fontes de erros, o medidor de pressão de jusante deve ser montado de forma a não englobar essas perdas de carga.

A afectação de consumos aos nós faz-se através da atribuição de coeficientes de utilização a cada troço, que têm significado semelhante aos coeficientes de consumo, e têm como função distribuir de forma ponderada o consumo total dos pequenos e médios consumidores pelos diversos nós da rede. Os grandes consumidores, como hospitais, hotéis, fábricas, etc., são tratados individualmente.

A determinação dos coeficientes de utilização efectua-se seleccionando o tipo de ocupação predominante na área em análise, e atribuindo um coeficiente unitário aos troços que a abastecem. Em comparação com estes, determinam-se os coeficientes de utilização para todos os restantes troços, excluindo os grandes consumidores, como referido.

Seguidamente, calcula-se o peso de cada nó, isto é a soma do produto dos coeficientes de utilização pelos semi-comprimentos dos troços a ele confluentes. Distribui-se então o consumo total dos pequenos e médios consumidores com base nos respectivos pesos.

A operação dos sistemas é traduzida, nos modelos, por regras relativas ao funcionamento de bombas e válvulas, relacionadas com os níveis de água nos reservatórios, pressões ou caudais na rede. Estas regras, habitualmente designadas controlos, devem traduzir correctamente os cenários de funcionamento do sistema.

A recolha de dados para estabelecimento dos controlos é feita, geralmente, junto dos operadores dos sistemas ou dos fornecedores dos equipamentos.

A recolha de dados relativos à qualidade exige muito rigor e pode revestir-se de alguma morosidade, uma vez que, em regra, é necessário trabalho de laboratório e várias campanhas de medição no campo. As campanhas de medição devem ser devidamente programadas e os equipamentos utilizados, devidamente, calibrados.

3. SELECÇÃO DO MODELO A UTILIZAR

Actualmente os computadores dispõem de vastas possibilidades e os programas de análise de redes tornaram-se mais abrangentes, mais flexíveis e mais fáceis de utilizar.

Existem vários modelos com capacidade para satisfazer as necessidades dos utilizadores, mas também existem muitos factores a ponderar no processo de selecção.

A estratégia básica a utilizar consiste na comparação das características dos modelos disponíveis, baseada na informação disponibilizada pelos fornecedores e na experiência de outros utilizadores.

A selecção de um programa para simulação de um sistema de abastecimento de água deve ter em conta, prioritariamente, o fim a que se destina, o que determina o tipo de análise a efectuar – estática, dinâmica, de qualidade, etc.

Paralelamente, devem ser analisados:
- O custo;
- A facilidade de utilização;
- A operacionalidade e flexibilidade do programa;
- A robustez do modelo;
- A velocidade de processamento;
- As componentes representadas;
- A interface com o utilizador;
- As características do modelo de qualidade;
- A integração com bases de dados de CAD, SIG, SCADA;
- O apoio técnico e a documentação.

O custo está, muitas vezes, ligado com o tamanho da rede a analisar. Alguns modelos operam em conjunto com software de CAD, sendo necessário analisar essa componente. Para pequenas instalações ou consultores que não utilizem esta ferramenta frequentemente, um modelo dispendioso pode ser imprudente, enquanto que em grandes instalações cuja utilização seja frequente, o capital associado à aquisição de um modelo não será significativo.

A facilidade de **utilização** é um factor subjectivo, mas com alguma importância para muitos utilizadores. A ajuda em linha e a interface gráfica são duas das ferramentas que contribuem para facilitar a utilização. A existência de um módulo que permita detectar possíveis erros na entrada de dados e respectivas causas, constitui uma vantagem apresentada por alguns programas.

A maior parte dos programas corre em vários sistemas tornando-os **operacionais** para a maior parte das máquinas.

A entrada de dados deve ser, de preferência, em formato livre e possuir adequada **flexibilidade**, permitindo de forma simples modificar ou ampliar a dimensão dos ficheiros de saída e entrada. A possibilidade de expandir ou modificar a análise e a capacidade de apresentação dos resultados conferem alguma flexibilidade ao modelo. O utilizador deve poder controlar o detalhe da saída de dados e poder fornecer o número de iterações e o valor do indicador de convergência. O programa deve ser suficientemente flexível de modo a permitir ao utilizador verificar os resultados após um número de iterações especificado. Isto permite testar a convergência e determinar a diferença e eficiência das iterações extra. Flexibilidade completa para modificar o modelo, apenas é possível, quando os códigos de programação são acessíveis.

Robustez é a capacidade do modelo para encontrar a melhor solução de entre várias situações. Qualquer dos métodos numéricos de resolução estáticos ou dinâmicos, anteriormente referidos ou respectivas variações, pode ser adequado, desde que revele propriedades de convergência e

estabilidade. A rapidez de convergência de qualquer método depende da aproximação da solução inicial à solução real. Alguns programas incorporam algoritmos que permitem economizar tempo e espaço de memória, principalmente quando se pretende simular várias condições de funcionamento. Em sistemas com múltiplas válvulas em que cada uma influencia o funcionamento da outra, podem existir problemas de convergência.

A velocidade do modelo pode ser medida em termos de tempo necessário para processar uma aplicação do modelo e/ou o tempo que demora a apresentar graficamente os resultados. Atendendo ao grande desenvolvimento dos computadores, a velocidade de processamento deixa de ser um problema, a não ser para sistemas muito grandes ou para simulações muito demoradas.

Um programa deve ter capacidade para simular todas as **componentes do sistema** (nós, troços, bombas, válvulas, reservatórios, etc.) e especificar os tipos de controlo necessário, em condições dinâmicas.

Tem havido grandes avanços na **interface** com o utilizador. A interface gráfica (GUI) evoluiu em poucos anos, de uma ferramenta disponível num número reduzido de computadores para uma ferramenta praticamente, presente em todos casos. Nos modelos de abastecimento de água esta interface deve incluir vários tipos de gráficos e opções tabulares, para visualizar resultados e para introduzir ou editar as características do sistema.

Se o objectivo da análise inclui o conhecimento da **qualidade** da água, então o modelo deve ter capacidade para fazer simulações em período alargado de substâncias conservativas e não conservativas e ainda ter capacidade para determinar a idade da água em qualquer ponto do sistema e a percentagem do caudal que, partindo de um determinado nó, atinge todos os outros ao longo do tempo.

Frequentemente, a informação dos ficheiros de entrada ou a informação fornecida pelo modelo provém ou necessita de ser transferida de, ou para bases de dados externas: SIG, CAD, SCADA. O modelo deve ter possibilidade **de integrar** essas bases de dados.

O **apoio técnico** que os fornecedores do modelo possam prestar é muito importante, principalmente para utilizadores inexperientes. O apoio pode ser prestado no local, por telefone, ou em “site” da Internet. A documentação escrita, manuais de utilização, deve ser complementada com ajuda “on-line”. Os primeiros conhecimentos são, geralmente, ministrados através de cursos de formação e vídeos.

4. CARACTERÍSTICAS DE ALGUNS MODELOS

Actualmente existem vários programas informáticos que permitem a determinação de parâmetros ligados à quantidade ou à qualidade da água. Este campo continua em desenvolvimento e novos modelos surgirão no futuro.

Quase todos os programas aliam um modelo hidráulico a um modelo de qualidade e englobam subrotinas, que facilitam a entrada e saída de dados, bem como a respectiva apresentação.

No Quadro 1 resumem-se as principais características de alguns modelos aplicáveis na simulação de sistemas de abastecimento de água, referindo-se o método numérico de resolução quer do modelo hidráulico, quer do modelo de qualidade, o modo de gestão dos dados de entrada e saída, o ambiente gráfico em que estão inseridos, etc.

Quadro.1 – Características de alguns modelos de simulação de sistemas de abastecimento de água

MODELOS	ANÁLISE HIDRÁULICA	ANÁLISE DE QUALIDADE	GESTÃO DE DADOS			INTERNET
			ENTRADA	SAÍDA	INTERFACE	
WATERCAD	Análise estática e período alargado Perdas de carga: Darcy-Weisbach, Hazen-Williams, Manning-Strickler Resolução: método gradiente. Modelação de emergências e incêndios	Várias origens Determinação da idade da água Identificação do percurso da água Resolução: MDVE Cinética das reacções no seio da água e paredes da tubagem	Com ou sem Autocad. Numera automaticamente nós, troços, bombas reservatórios Padrões de consumo variados Regras de controlo de bombas e válvulas Curvas de bombas Modelo de teste de dados	Tabular ou gráfica Saída para fax, plotter ou impressora Calibração de consumos e rugosidade Ligação a: Word, Excel; Access, Autocad. SIG (Arcview) Permite personalizar relatórios e filtrar resultados	Sistema: "point -click-drag-drop-move" Interface gráfica para Windows 95, 98,2000, NT, Autocad R14 ou 2000. Função de mapa "Query" Guias "pop-up", "wizard" e tutoriais interactivos para várias operações	http://www.haestad.com/software/watercad
PICCOLO	Análise estática e período alargado Perdas de carga: Darcy-Weisbach, Hazen-Williams. Resolução: método híbrido. Simulação de incêndios Módulo de dimensiona-mento de tubagem Módulo de estratégia de operação. Módulo de escoamento variável.	Várias origens Determinação da idade da água Identificação do percurso da água Resolução: MDVE Permite prever incrustações e programar as operações de limpeza. Modelação dinâmica do desenvolvimento de bactérias no sistema	Padrões de consumo variados Regras de controlo de bombas e válvulas Curvas de bombas de 3 a 20 pontos. Permite programar macroprocedimentos. Medidas de segurança de dados Várias configurações de en-trada e saída de reservató-rios.	Tabular ou gráfica Permite várias vistas simultâneas Ligação a bases de dados ou SIG Desenho dos perfis longi-tudinais das tubagens. Controlo em tempo real	Operadores gráficos para modificar, criar e inserir elementos" Importa ou exporta dados ASCII e gráficos: DXF, GIF, WMF. Extracção de submodelos Tutoriais interactivos para várias operações Visão animada em função do tempo.	http://www.safege/dom/logiciel/reseaux/piccolo

Quadro.1 – Características de alguns modelos de simulação de sistemas de abastecimento de água (continuação)

MODELOS	ANÁLISE HIDRÁULICA	ANÁLISE DE QUALIDADE	GESTÃO DE DADOS			INTERNET
			ENTRADA	SAÍDA	INTERFACE	
SINERGEE (Sucessor do Stoner Workstation Service - SWS)	Análise estática e período alargado Perdas de carga: Darcy-Weisbach, Hazen-Williams Manning-Strickler Módulo de delimitação de zonas	Várias origens Determinação da idade da água Identificação do percurso da água Determina concentração de 2 substâncias em simultâneo	Padrões de consumo variados Regras de controlo de bombas e válvulas Curvas de bombas. Módulo de gestão de clientes Extracção de subsistemas	Tabular ou gráfica Permite várias vistas simultâneas Módulo Geo-Backgroud para imagens raster ou vec-toriais Filtração dos resultados	Sistema: “point -click-drag-drop-move” Importa ou exporta dados do ACCESS e gráficos: DXF, DGN, MIF, SHP, TIF, BMP. Pode permutar dados com SCADA.	http://www.stoner.com
WATNET	Análise estática e período alargado Perda de carga: Darcy-Weisbach, Hazen-Williams	Várias origens Determinação da idade da água Identificação do percurso da água.	Padrões de consumo variados Regras de controlo de bombas e válvulas Curvas de bombas.	Tabular ou gráfica Permite várias vistas simultâneas Ligação a bases de dados, SIG, SCADA Calibração	Interface com Windows. Criação ou correcção interactivas. Selecção gráfica ou através da função “query”.	http://www.wrcplc.co.uk
H_2ONET	Análise estática e período alargado Perdas de carga: Darcy-Weisbach, Hazen-Williams Manning-Strickler Modelação de incêndios Módulo de energia	Várias origens Determinação da idade da água Identificação do percurso da água Cinética das reacções no seio da água e paredes da tubagem	Requer Autocad. Padrões de consumo variados Regras de controlo de bombas e válvulas Curvas de bombas	Tabular ou gráfica Possibilidade de adaptar relatório de resultados Calibração de consumos e rugosidade e parâmetros de qualidade Ligação a: SCADA;. SIG (ArcView)	Gera mapas para quaisquer atributos numéricos Interface gráfica para Windows 95, 98,2000, NT, Função de mapa “Query” SCADA interface	www.mwhsoft.com/flash/page/p_product/mw_products_h2onet

Quadro.1 – Características de alguns modelos de simulação de sistemas de abastecimento de água (continuação)

MODELOS	ANÁLISE HIDRÁULICA	ANÁLISE DE QUALIDADE	GESTÃO DE DADOS			INTERNET
			ENTRADA	SAÍDA	INTERFACE	
PERFOR-MANCE Q	Simulação dinâmica através do módulo "PERF" Perdas de carga: Darcy-Weisbach, Hazen-Williams, Manning-Strickler Modelação de reservatório de qualquer forma e volume Modelação de vários tipos de válvulas	Várias origens Determinação da idade da água Identificação do percurso da água Resolução: método comandado pelo acontecimento Cinética das reacções no seio da água e paredes da tubagem	Com ou sem Autocad. Padrões de consumo variados Regras de controlo de bombas e válvulas Curvas de bombas e de reservatórios	Tabular ou gráfica Ligação a: Word, Excel; Access, Autocad. SIG (Arcview) Permite personalizar relatórios e filtrar resultados Resultados do balanço mássico	Interface com Windows" Interface gráfica para Windows 95, 98,2000, NT, Autocad R14 ou 2000. Função de mapa "Query"	http://www.lnec.pt
EPANET	Análise estática e período alargado Perdas de carga: Darcy-Weisbach, Hazen-Williams, Manning-Strickler Resolução: método gradiente. Modelação de bombas com velocidade cte e variável Modelação de reservatório de qualquer forma Modelação de vários tipos de válvulas	Várias origens Determinação da idade da água Identificação do percurso da água Resolução: método comandado pelo tempo Cinética das reacções no seio da água e paredes da tubagem	Com ou sem Autocad. Padrões de consumo variados Regras de controlo de bombas e válvulas Curvas de bombas Modelo de teste de dados	Tabular ou gráfica Calibração de consumos e rugosidade Ligação a: Word, Excel; Access, Autocad. SIG (Arcview) Permite personalizar relatórios e filtrar resultados	Sistema: "point -click-drag-drop-move" Função de mapa "Query" Guias "pop-up", "wizard" e tutoriais interactivos para várias operações Visão animada no tempo	http://www.epa.gov/ORD/NMRL/wswrd/epanet.html

5. SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA À CIDADE DE BRAGANÇA

5.1 Descrição do sistema

Bragança é uma cidade com cerca de 30 000 habitantes cujo abastecimento de água é feito a partir da albufeira da Serra Serrada, que faz parte do conjunto de Aproveitamentos Hidráulicos do Alto Sabor, os quais têm também uma componente hidroeléctrica.

A albufeira fica situada na Serra de Montesinho à cota 1200 m, sendo a água na origem de boa qualidade - não existe poluição de origem agrícola, doméstica ou industrial.

A partir da albufeira desenvolve-se um canal a que se segue uma conduta forçada, entre a câmara de carga de Montesinho e a central hidroeléctrica de Prado Novo. Nesta conduta existe uma derivação de 500 mm, com 1070 m de comprimento até à estação de tratamento de água (ETA) e que constitui o primeiro troço do abastecimento (Figura 1).

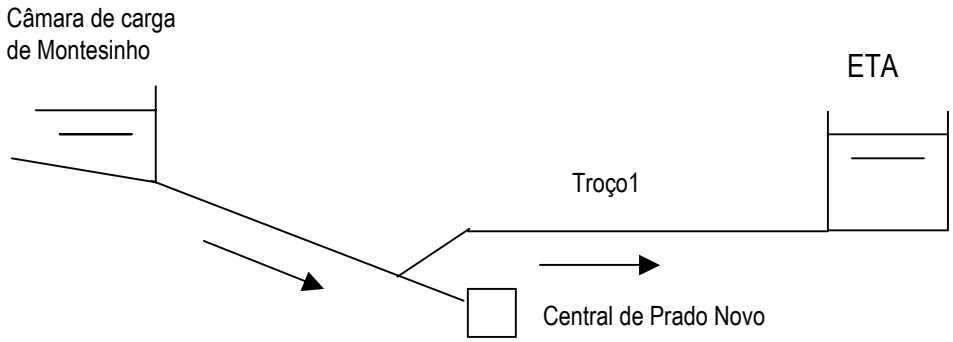


Figura 10 – Esquema do sistema adutor – troço 1

Entre a ETA e os reservatórios de distribuição, o sistema adutor é constituído por três troços (Figura 2): o troço 2 com 7630 m de comprimento e diâmetros 450 mm (em 4567 m) e 400 mm (em 3063 m); o troço 3 com 3366 m de comprimento e diâmetros 350 mm (em 1288 m) e 300 mm (em 2078 m) e o troço 4 com 4375 m de comprimento e 200 mm de diâmetro.

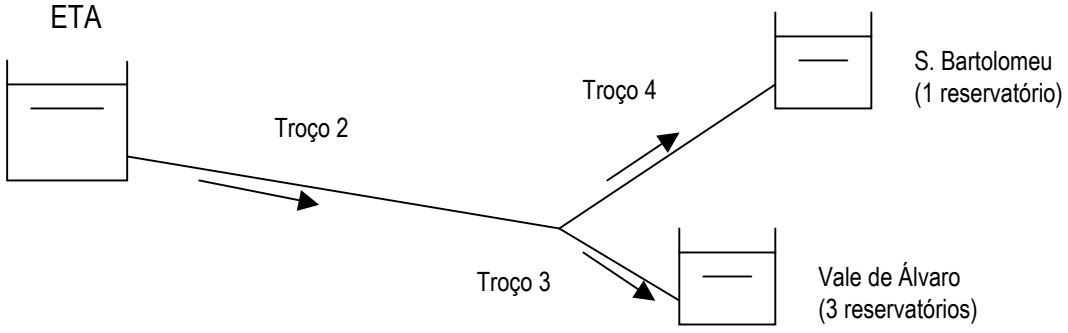


Figura2 – Esquema do sistema adutor – troços 2, 3 e 4

A ETA situa-se à cota 900 m e todos os órgãos estão no interior de um edifício devido às baixas temperaturas que se verificam durante grande parte do ano no local onde está implantada. Na ETA a água é sujeita a coagulação, decantação, filtração e desinfecção.

Os reservatórios de distribuição integrados no sistema localizam-se em duas zonas distintas: a zona de Vale de Álvaro que inclui um reservatório elevado de 500 m^3 de capacidade e dois apoiados no solo, com 6000 m^3 e 760 m^3 de capacidade e a zona de S. Bartolomeu que integra um reservatório semi-enterrado de 2000 m^3 de capacidade.

5.2 Modelação hidráulica e de decaimento do cloro no sistema adutor

5.2.1 Generalidades

O estudo, para modelação do sistema adutor, iniciou-se com a aquisição dos dados necessários para a representação topológica e topográfica do sistema, traduzidos na base de dados relativos aos troços e aos nós. Neste passo foi também necessário conhecer as condições de operação dos reservatórios e válvulas.

A segunda etapa assentou na aquisição de dados para calibração do modelo. Procedeu-se à instalação de um medidor de caudal ultra-sónico, de dois "datalogger" com sensores de pressão e de dois medidores de cloro portátil "Accuchlor" e respectivo "datataker" nos pontos 1 e 7 da Figura 3. No ponto 5 mediu-se o caudal e a pressão, através dos aparelhos de medição aí instalados, e que fazem parte da obra.

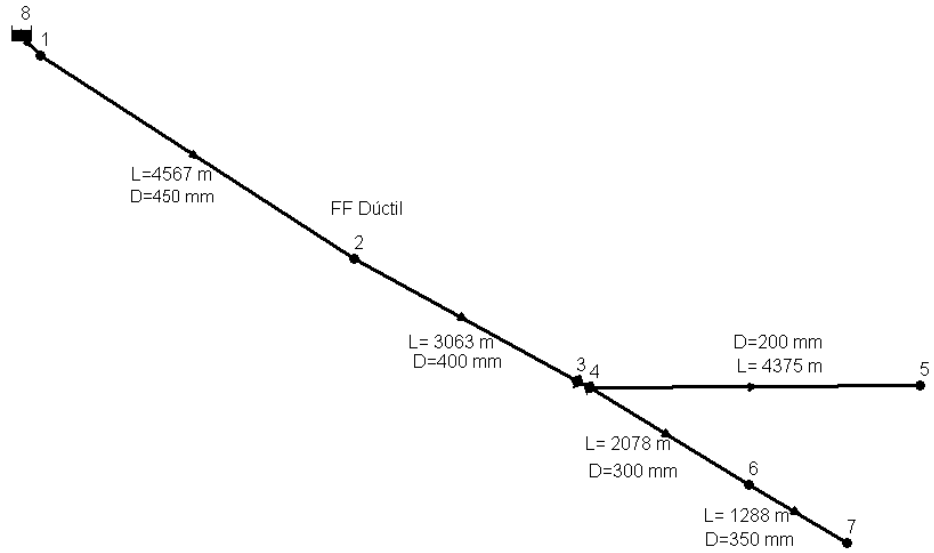


Figura 3 – Representação esquemática do sistema adutor

Com os resultados obtidos num período de 48 horas, obtiveram-se os padrões de consumo e os perfis diários de concentração de cloro representados nas Figuras 4 e 5.

A duração total da simulação abrangeu um período de 60 horas e foram considerados os seguintes intervalos:

- Cálculo hidráulico – 1 hora;

- Decaimento do cloro – 5 minutos;

- Padrões – 30 minutos;

- Apresentação dos resultados – 1 hora.

Utilizou-se a fórmula de Hazen-Williams para cálculo das perdas de carga e para resolução das equações não lineares que traduzem as condições hidráulicas, fixando-se um número máximo de 40 iterações e um critério de convergência de 0.001.

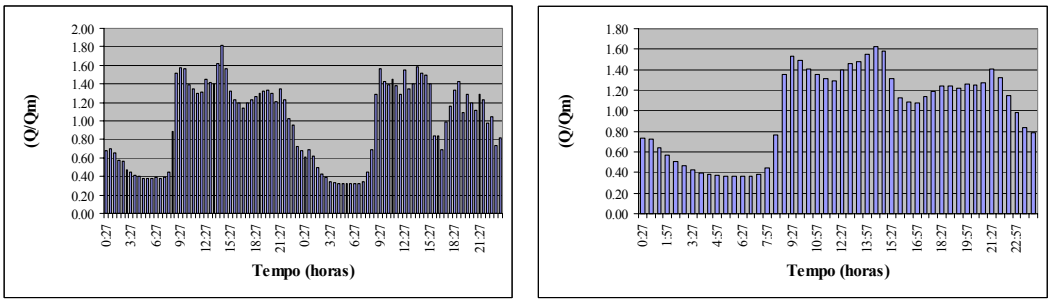


Figura 4 – Padrão de consumos nos nós 5 e 7

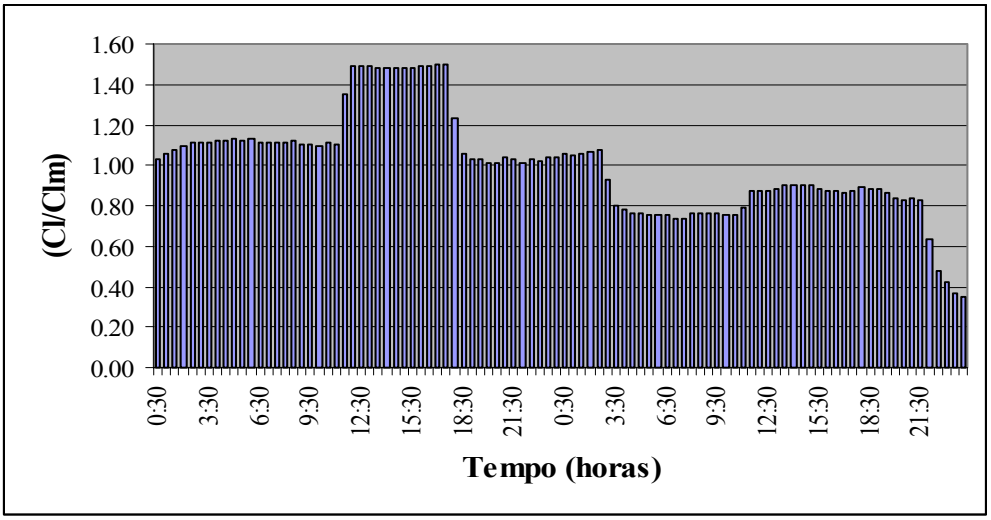


Figura 5 – Padrão da variação diária da concentração de cloro à saída da ETA

A análise de qualidade incluiu o estudo do decaimento do cloro e a determinação da idade da água em qualquer ponto do sistema. Utilizou-se o modelo cinético de primeira ordem para modelar o decaimento do cloro no seio da água e igualmente um modelo de primeira ordem para modelar as reacções nas paredes da tubagem. O valor considerado na tolerância da qualidade foi 0.01.

5.2.2 Cenários simulados e resultados obtidos

Os cenários simulados tiveram como objectivo a calibração do coeficiente de resistência da conduta e do coeficiente de decaimento do cloro provocado pelas reacções na interface com as paredes da tubagem, uma vez que o coeficiente de decaimento do cloro devido às características da água foi determinado em laboratório e os caudais no período da simulação foram obtidos com o medidor de caudal portátil.

Simularam-se diferentes valores do coeficiente de resistência da tubagem, os quais foram seleccionados atendendo ao material da conduta e à sua idade. O estudo foi realizado para valores do coeficiente de resistência de 100, 110, 120 e 130.

No Quadro 2 apresentam-se os valores da cota piezométrica e pressão nos nós da rede na 60ª hora do período de simulação para os valores do coeficiente de resistência (C) simulados.

Para determinação do coeficiente de reacção devido às paredes da tubagem, Kw, ensaiaram-se diversos valores deste coeficiente.

No Quadro 3 apresentam-se os valores obtidos para a concentração de cloro no nó 7, considerando diferentes valores de Kw, nas últimas 12 horas do período de simulação.

Quadro 2 – Pressão e cota piezométrica na 60ª hora para diferentes valores de C

Identifica-	Caudal	Cota piezométrica(m)				Pressão (mca)			
ção do nó	(l/s)	100	110	120	130	100	110	120	130
1	0.00	889.00	889.00	889.00	889.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	883.87	884.70	885.34	885.84	138.87	139.70	140.34	140.84
3	0.00	877.76	879.58	880.98	882.08	299.76	301.58	302.98	304.08
4	0.00	877.76	879.58	880.98	882.08	299.76	301.58	302.98	304.08
5	10.72	872.49	875.16	877.22	878.85	52.49	55.16	57.22	58.85
6	0.00	864.56	868.52	871.56	873.97	171.56	175.52	178.56	180.97
7	76.44	860.7	865.28	868.81	871.59	125.70	130.28	133.81	136.59
8	-87.15	889.0	889.00	889.00	889.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Quadro 3 – Concentração de cloro para diferentes valores de KW no nó 7

Tempo	Kw=-0.007	Kw=-0.01	Kw=-0.015	Kw=-0.02	Kw=-0.025
48:00:00	1.12	1.11	1.10	1.10	1.09
49:00:00	1.06	1.06	1.04	1.03	1.02
50:00:00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95
51:00:00	0.93	0.93	0.92	0.91	0.89
52:00:00	0.9	0.89	0.88	0.86	0.85
53:00:00	0.84	0.84	0.82	0.81	0.79
54:00:00	0.78	0.78	0.76	0.75	0.73
55:00:00	0.65	0.64	0.63	0.62	0.61
56:00:00	0.52	0.52	0.51	0.49	0.48
57:00:00	0.35	0.34	0.34	0.33	0.32
58:00:00	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91
59:00:00	1.13	1.12	1.1	1.08	1.07
60:00:00	1.35	1.34	1.33	1.31	1.30

5.2.3 Análise dos resultados obtidos e modelação final

Os valores dos resultados obtidos nas diferentes simulações foram comparados com os valores medidos no campo.

Na modelação final, adoptou-se o valor de 110 para o coeficiente de resistência da tubagem, por ter sido aquele que permitiu o melhor ajustamento entre os valores da pressão medidos e simulados (Figura 6 a).



Figura 6a) Pressão no nó 7

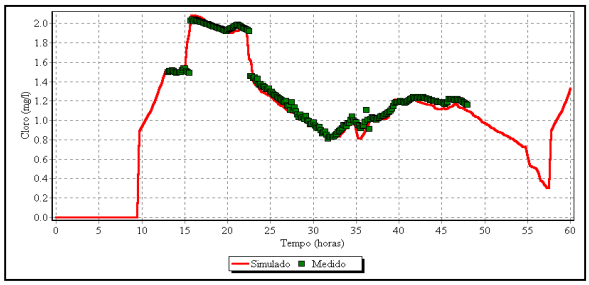


Figura 6b) Concentração de cloro no nó 7

Para coeficiente de reacção das paredes, a análise de sensibilidade permitiu chegar ao valor –0.015 m dia^{-1}, que conduziu ao melhor ajustamento dos valores da concentração de cloro (Figura 6b).

No Quadro 4 listam-se, para os consumos no nó 5 e para a concentração de cloro e pressão no nó 7, o número de observações, a média dos valores medidos e simulados, o erro absoluto médio e o desvio padrão entre os valores medidos e simulados.

Quadro 4 – Estatísticas de calibração dos parâmetros medidos no sistema

Local	Parâmetro	Nº de Observações	Média dos valores medidos	Média dos valores simulados	Erro absoluto médio	Desvio padrão
Nó 5	Caudal (l/s)	932	7.98	8.34	0.722	1.010
Nó 7	Pressão (mca)	96	138.82	136.75	2.692	4.412
Nó 7	Cloro (mg/l)	211	1.32	1.34	0.039	0.062

A modelação final fornece os resultados que se apresentam nos gráficos das Figuras 7 a 9.

A Figura 7a) representa valores do consumo no nó 5, em função do tempo. É possível obter este gráfico para um parâmetro seleccionado em qualquer troço ou nó durante o período de simulação.

A Figura 7b) representa o balanço entre o caudal fornecido e o caudal consumido para todos os nós durante o período de simulação, que são coincidentes no caso apresentado.



Figura 7a) Consumos no nó 5

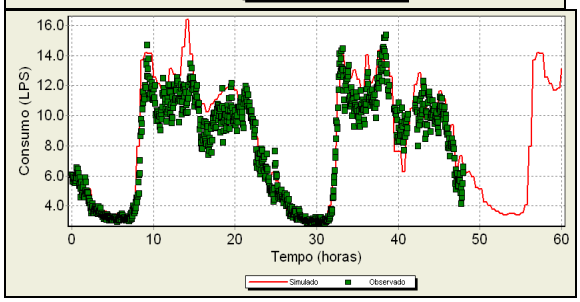


Figura 7b) Balanço entre o caudal fornecido e o consumido

A Figura 8a) representa valores da concentração de cloro, em função da distância para um conjunto de nós num intervalo de tempo especificado.

A Figura 8b) representa a percentagem de troços ou nós que não excedem valores de um parâmetro seleccionado, neste caso a carga hidráulica.

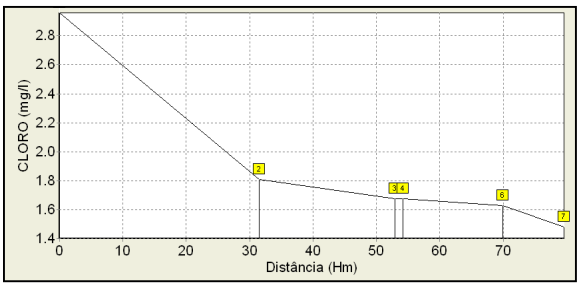


Figura 8a) Perfil de cloro entre o nó de origem e o nó 7

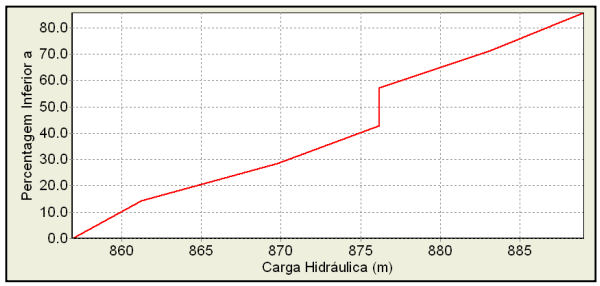


Figura 8b) Distribuição da carga hidráulica

A Figura 9a) representa, através dum gráfico circular, a reacção média do cloro devida às características da água e às paredes da tubagem, mostrando a influência de cada um desses factores no decaimento do cloro.

A Figura 9b) representa a dispersão entre os valores medidos e os simulados em relação a uma recta a 45º.

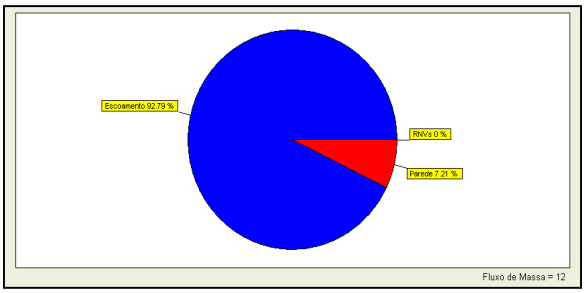


Figura 9a) Taxas de reacção média

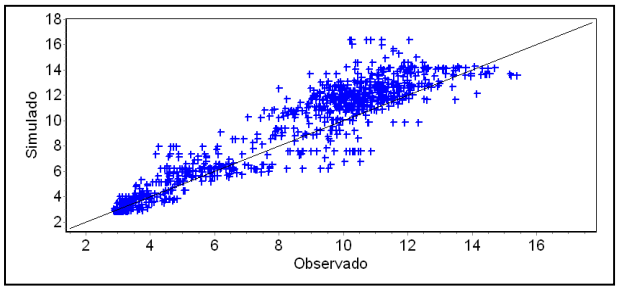


Figura 9b) Correlação entre o caudal medido e simulado

5.2.4 Discussão dos resultados

O sistema adutor é constituído por condutas de ferro fundido dúctil com diâmetros entre 200 e 450 mm, tendo entrado em funcionamento em 1995.

Os coeficientes de resistência das condutas (C), englobam não só o atrito das paredes ligado ao material de que são feitas, mas outros factores tais como a variação de diâmetros, os acessórios existentes na rede, as curvas, a velocidade do escoamento e a idade das condutas. No caso estudado, condutas com idade baixa, poucos acessórios, pequena variação dos diâmetros e traçado rectilíneo conduziram a um ajustamento aceitável, entre os valores da pressão simulados e medidos (Figura 6a) considerando C igual a 110 para a fórmula de Hazen-Williams.

Do mesmo modo, o coeficiente de reacção do cloro devido às paredes das tubagens, Kw, igual a 0.015 m dia^{-1}, conduziu a resultados aceitáveis entre os valores simulados e medidos (Figura 6b). A corrosão e a formação de biofilme, que em regra estão ligados à idade das condutas e a velocidade do escoamento ligada ao tempo de retenção no sistema são, provavelmente, os factores mais influentes nos valores obtidos e que conduziram a erros absolutos médios e desvios padrões baixos. Os mesmos factores pesaram na proporção verificada entre as taxas de reacção média devidas ao escoamento e as taxas de reacção média devidas às paredes das tubagens representadas na Figura 9a).

Não se verificaram perdas ou fugas durante o período de análise o que é confirmado pela coincidência observada entre o caudal fornecido e consumido (Figura 7b).

O gráfico de correlação entre o caudal medido e simulado (Figura 9b) traduz possíveis erros de precisão do medidor de caudal.

6. CONCLUSÕES

A simulação do funcionamento de um sistema de abastecimento de água, através de modelos computacionais, constitui uma ferramenta poderosa que pode ser utilizada, tanto na sua concepção, como na respectiva exploração e manutenção. Existem vários modelos com capacidade para satisfazer as necessidades dos utilizadores, sendo alguns de acesso livre, como o EPANET.

O estudo efectuado no sistema de abastecimento de água à cidade de Bragança permite prever o caudal, a pressão e a concentração de cloro residual em qualquer momento e ponto do sistema, que são elementos essenciais no apoio à decisão, tendo em vista a garantia dos padrões de qualidade exigíveis à potabilidade da água.

A determinação correcta dos padrões de consumo, dos coeficientes de utilização atribuídos aos nós das redes, dos coeficientes de resistência da tubagem e dos coeficientes de decaimento do cloro é uma tarefa tão necessária quanto difícil. A calibração dos modelos é de importância fundamental para tornar os resultados credíveis.

A necessidade de respeitar padrões de qualidade da água cada vez mais exigentes, impostos pela legislação em vigor, e as exigências crescentes dos consumidores, fará com que os modelos de quantidade e qualidade da água se tornem numa ferramenta indispensável para o controlo do funcionamento dos sistemas.

BIBLIOGRAFIA

ALEGRE H. *"Modelação de Redes de Distribuição de Água de Abastecimento" in Guia de Utilização. ICT Informação Técnica,* ITH 31,. LNEC, 1990.

ALEGRE H., COELHO S. T. "*A Methodology for the Characterization of Water Consumption*" in integrated Computer Application on Water Supply, ed Bryan Coulbeck, 1993, pp 369-384

USEPA (2001). Epanet home page http://www.epa.gov/ORD/NMRL/wswrd/epanet.html

WALSKI T. M. "Using Water Distribution System Models". *Journal AWWA*, 1983, pp 58-63.

HORIZONTE DE PROJECTO PARA DIMENSIONAMENTO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Dipac Ramniclal MAGANLAL

Engº Civil,Aquaram,Maputo,+2581426765,dipac@zebra.uem.mz

Bento MUALOJA

Engº Civil, DNA, Maputo, +351420743

RESUMO

É prática em Moçambique adoptar-se horizontes de 20 a 25 anos no dimensionamento de redes de abastecimento de água.

Apesar de satisfazer as condições do Regulamento, o dimensionamento pode não ajustar a realidade devido aos seguintes factores:

População: Os tipos de consumo, dependem da população actual e sua evolução futura. A população Moçambicana conheceu movimentos migratórios distintos nos últimos 30 anos. Estatísticamente é retratado, a partir do qual, se faz a projecção futura. O alto índice de mortalidade, devido a factores diversos, afectam as tendências de crescimento. Assim, as projecções acima de 10 anos, podem não ser reais.

Consumos Industriais, Comerciais e Públicos: Regista-se no país um franco crescimento económico. Como resultado, as necessidades de água são maiores. Esta componente é normalmente tratada como sendo uma parte do consumo populacional e por conseguinte, os consumos obtidos podem não ser reais.

Perdas: Representam o volume de água não contabilizado e são determinadas como uma parte do consumo populacional. A redução de perdas dependem dos investimentos a serem feitos. Esta componente, pode também não traduzir a realidade.

O processo de dimensionamento da rede de distribuição de água está centrado numa base estatística e de projecções que podem, ou não retratar a realidade e os investimentos realizados, não atingir o objectivo desejado. O presente artigo propõe dimensionamentos da rede de distribuição de água para horizontes intermédios (períodos de 10 anos), com possibilidades de atingir horizontes de 20 a 25 anos, realizando para tal, algumas intervenções de reforço na rede.

PALAVRAS CHAVES

Dimensionamento, Água, Regulamento, Horizonte, Proposta

1. INTRODUÇÃO

Tem sido prática no nosso País os projectistas envolvidos em dimensionamento de sistemas de abastecimento de água considerarem períodos de 20 a 25 anos como horizonte de projecto para redes de distribuição.

Esta prática resulta, por um lado, pelo facto dos materiais a serem aplicados terem uma vida útil de cerca de 30 anos e, por outro, pelo enorme investimento inicial que é feito.

O actual Regulamento dos sistemas públicos de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de Moçambique contribui em parte para esta tendência. Parte dos artigos que compõem o capítulo IV do Regulamento tem como referência o comportamento hidráulico e estabilidade da rede no início de exploração do sistema e no ano horizonte.

A observância destas condições referenciadas e de outras não aqui retratadas dá a indicação de que o cálculo das redes de água, satisfazendo estas condições, é condição suficiente para se considerar aceite.

Pensamos, contudo, que esta forma linear de dimensionar redes de água, apesar de satisfazer as condições vigentes no Regulamento dos sistemas públicos de distribuição de água e de drenagem de águas residuais de Moçambique, pode não retratar fielmente a realidade.

2. FACTORES DE DIMENSIONAMENTO

No cálculo das redes de distribuição vários são os factores que influenciam o seu dimensionamento.

2.1 Evolução Populacional

A população é o factor mais importante a ter em conta. O dimensionamento concentra-se basicamente sobre este vector. Os tipos de serviço são o abastecimento domiciliário, por torneira no quintal e por fontanários. O consumo, neste vector, representa uma parte significativa do consumo total.

Em Moçambique, após a Independência, a componente populacional conheceu dois momentos distintos. O primeiro aconteceu durante o período do conflito armado, em que as populações eram obrigadas a refugiar-se nas zonas de maior protecção. Este movimento, originou a que houvesse uma maior concentração da população junto às cidades e vilas.

O segundo momento, registou-se após o fim do conflito armado. Uma parte da população retornou às suas zonas de origem enquanto que a outra se manteve nas cidades e vilas para onde tinha migrado.

Após este movimento migratório foi possível saber, através de censo populacional realizado em 1997, qual a população deslocada. Estatísticamente este movimento foi retratado.

Por outro lado, também é possível conhecer através de dados estatísticos a taxa de crescimento populacional de uma determinada zona. A partir desta taxa, projecta-se a população futura.

Contudo, pensamos que, para horizontes de projecto acima de 10 anos, a população obtida através de uma projecção estatística pode não retratar fielmente a realidade.

Este pensamento fundamenta-se no facto de se registarem várias doenças, com amplitudes de mortalidade significativa, calamidades naturais, instabilidade social e todo um conjunto de factores sócio-económicos que certamente contribuem para alterar a tendência de crescimento.

2.2 Consumos Industriais, comerciais e públicos

Os consumos industriais, comerciais e públicos representam uma parte do consumo total.

Moçambique está a registar um franco crescimento económico. O parque industrial está a crescer e consequentemente, as necessidades de água são maiores.

A projecção das necessidades de água para estes consumos é feita considerando uma percentagem do consumo populacional. As necessidades de água têm muito a ver com o tipo de indústria a instalar. Há indústrias que não necessitam de grandes volumes de água mas há outras que requerem muita água. Por outro lado, junto às grandes superfícies industriais geram-se pequenos aglomerados populacionais que são motivadas pelas opurtunidades de emprego que se criam, e daí, serviços auxiliares que se instalam para atender este novo aglomerado populacional.

Moçambique tem registado um forte crescimento económico, por conseguinte, criam-se novos polos de desenvolvimento.

Portanto, devido ao crescimento económico a projecção de consumo industrial, comercial e público feito através de uma percentagem de consumo da população pode também não retratar fielmente a realidade.

2.3 Perdas

As perdas referem-se ao volume de água não contabilizado. Podem ser fugas na rede, ligações ilegais, não pagáveis, entre outros.

Esta componente representa também uma parte do consumo total. As perdas futuras são estimadas, ou seja, será necessário efectuar todo um trabalho para garantir que as perdas futuras não excedam o estimado. Para tal, serão necessários recursos humanos, técnicos e financeiros, ou seja, mais investimentos.

Portanto, esta componente está dependente dos recursos disponíveis e, por conseguinte, a percentagem estimada para perdas pode também não corresponder à realidade.

3. FASEAMENTO DO PROJECTO

Todo o processo de dimensionamento está centrado numa base estatística e de projecções. As projecções podem não retratar a realidade e, como o dimensionamento de redes é feita para horizontes de projecto de 20 a 25 anos, todo o investimento feito pode não atingir o objectivo desejado.

Para tal, propomos que o dimensionamento da rede deverá ter em vista o ano horizonte intermédio (período de 10 anos), com possibilidade de atingir o horizonte de 20 a 25 anos, efectuando para tal pequenas intervenções de duplicação na rede.

As vantagens desta opção são:

- Acompanhar a evolução de crescimento real da cidade ou vila;
- Efectuar pequenas intervenções de correção na rede se se verificar uma maior demanda de água numa determinada área;
- Garantir que o investimento efectuado atinja o objectivo desejado;

4. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

É projectada a rede de distribuição de água à zona baixa da cidade de Xai-Xai.

Os dados de base (população, consumos, perdas, factor de ponta) e as projecções futuras são apresentadas no quadro 1:

Quadro 1 - Cálculo da necessidade de água

	2001	2010	2020	2001	2010	2020
População por tipo de ligação						
Ligação domiciliária	30%	30%	30%	5,670	6,974	8,280
Ligação de torneira à porta	14%	21%	40%	2,646	4,882	11,040
Fontanários	27%	32%	30%	5,103	7,439	8,280
Sem atendimento	29%	17%	0%	5,481	3,952	-
População total (habitantes)				18,900	23,247	27,600
Consumo doméstico por tipo de ligação	l/d/p	l/d/p	l/d/p	m3	m3	m3
Ligação domiciliária	125	125	125	709	872	1,035
Ligação de torneira à porta	50	50	50	132	244	552
Fontanários	30	30	30	153	223	248
Consumo total doméstico (m3/dia)				994	1,339	1,835
Consumo não doméstico (m3/dia)	20%	30%	45%	199	402	826
Consumo Total (m3/dia)				1,193	1,741	2,661
Perdas por fugas (m3/dia)				95	116	138
Caudal médio diário (m3/dia)				1,287	1,857	2,799
Caudal médio por segundo (l/s)				714.90	21.49	32.40
Factor de ponta				2.51	2.46	2.42
Caudal de dimensionamento (l/s)				35.7	50.9	76.2

Perdas por fugas	2001	2010	2020
Número de habitantes abastecidos c/ligações domiciliárias	5,670	6,974	8,280
Número médio de utentes por ramal de ligação	6	6	6
Número de ramais de ligação	945	1,162	1,380
100 litros por ramal de ligação por dia em redes >=20 kms	94,500	116,235	138,000
Caudal de fugas em m3/dia	94.50	116.24	138.00

Factor de Ponta	2001	2010	2020
População	18,900	23,247	27,600
Factor de Ponta	2.51	2.46	2.42

Para o dimensionamento da rede de abastecimento de água a Xai-Xai considerou-se para horizonte de projecto o ano 2020, com a particularidade do cálculo da rede ser feito para um ano intermédio e, a partir deste ano (intermédio), efectuam-se pequenas intervenções de duplicação na rede para atingir o ano horizonte. O dimensionamento da rede de distribuição foi feito com o programa de cálculo de redes Epanet 2.
Na Figura 1 é apresentado o esquema da rede de distribuição para o ano intermédio 2010.

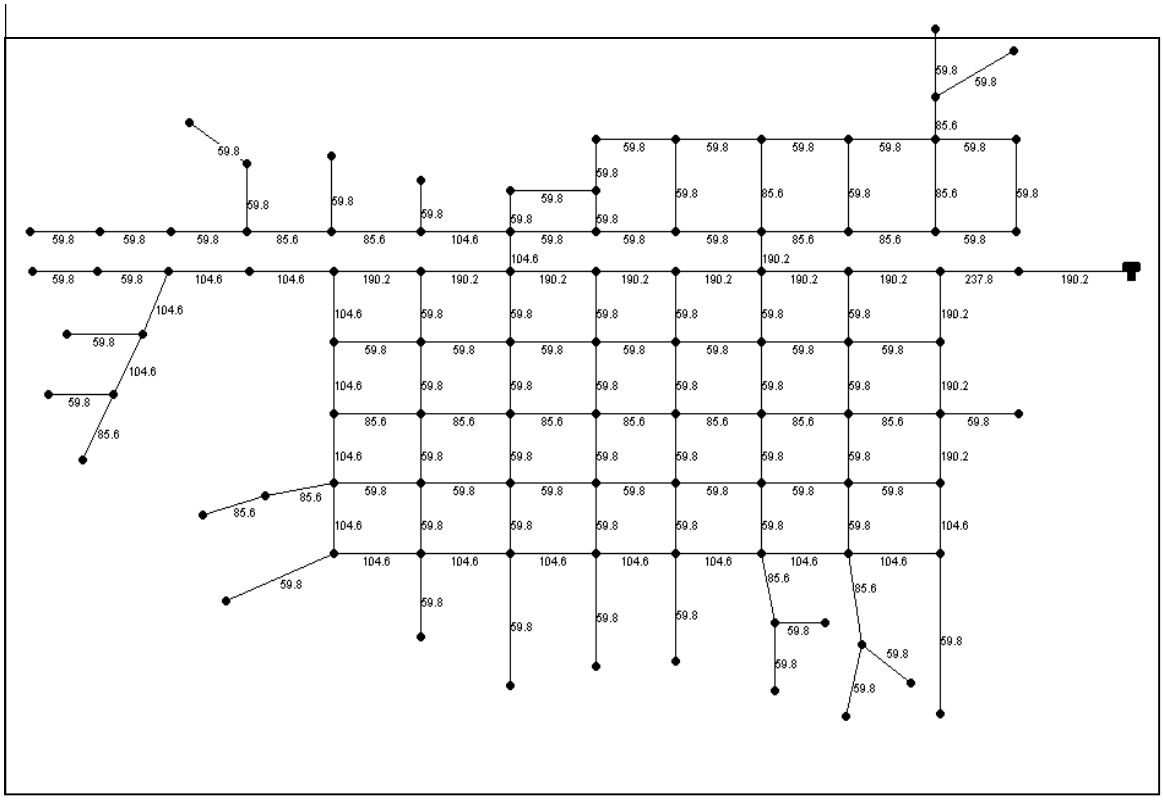


Figura 1 – Projecção da rede distribuição de Xai-Xai (zona baixa) até ao ano 2010

No seu dimensionamento, foram tidos em consideração o consumo total e as perdas por fugas e incêndios. Como consumo total foram considerados os consumos domésticos (domiciliários, os consumos de torneira no quintal e os do abastecimento por fontanários) e não domésticos. Os factores de ponta considerados foram de 2.51 (ano 2001), 2.46 (ano 2010) e 2.42 (ano 2020). Estes valores são apresentados no Quadro 3.

Em termos de atendimento, a rede de distribuição de água à cidade baixa do Xai-Xai, agora projectada, foi dimensionada para atender a uma demanda de água actual (ano 2001), intermédia (ano 2010) e futura (ano 2020) de respectivamente, 1.287, 1.857 e 2.799 m3/dia, correspondendo a caudais de ponta instantâneos na rede de 35.7, 50.9 e 76.2 l/s.

Devido à grande disparidade de consumos entre o ano do início de exploração do sistema e o ano horizonte de projecto, parte substancial da rede apresenta velocidades abaixo das velocidades mínimas regulamentadas, no ano de arranque. Para colmatar esta situação foi estudada a hipótese de faseamento na instalação da rede de distribuição. Este estudo, consiste, por um lado, em determinar um ano intermédio que consiga satisfazer por um lado as demandas de consumo e reduzir ao mínimo os troços com velocidades abaixo das velocidades mínimas admissíveis e, por outro, com pequenas intervenções na rede de distribuição a serem feitas neste ano intermédio, garantir as demandas de consumo para o ano horizonte do projecto sem ultrapassar as velocidades máximas admissíveis.

Neste contexto, foram feitas várias simulações na rede de distribuição. Verifica-se que o sistema de abastecimento de água à zona baixa da cidade do Xai-Xai comporta-se melhor se a rede for executada em duas fases. A primeira fase consiste na instalação de toda a rede com diâmetros que variam de 63 mm a 250 mm. Nesta fase o sistema consegue satisfazer as demandas de água até ao ano intermédio de 2010. A partir do ano 2011, se as tendências de crescimento estiverem dentro do apresentado nos vários estudos realizados, serão necessárias intervenções na conduta adutora. Para garantir as demandas de consumo para o ano horizonte do projecto (ano 2020) serão necessárias algumas intervenções de reforço em alguns troços da rede distribuição. Os troços visados são os 130, 131, 132, 133 e 134 com diâmetros de 110 mm, 200 mm e 250 mm.

Na Figura 2 é apresentado o esquema da rede de distribuição para o ano horizonte do projecto (2020) com as tubagens de reforço indicadas.

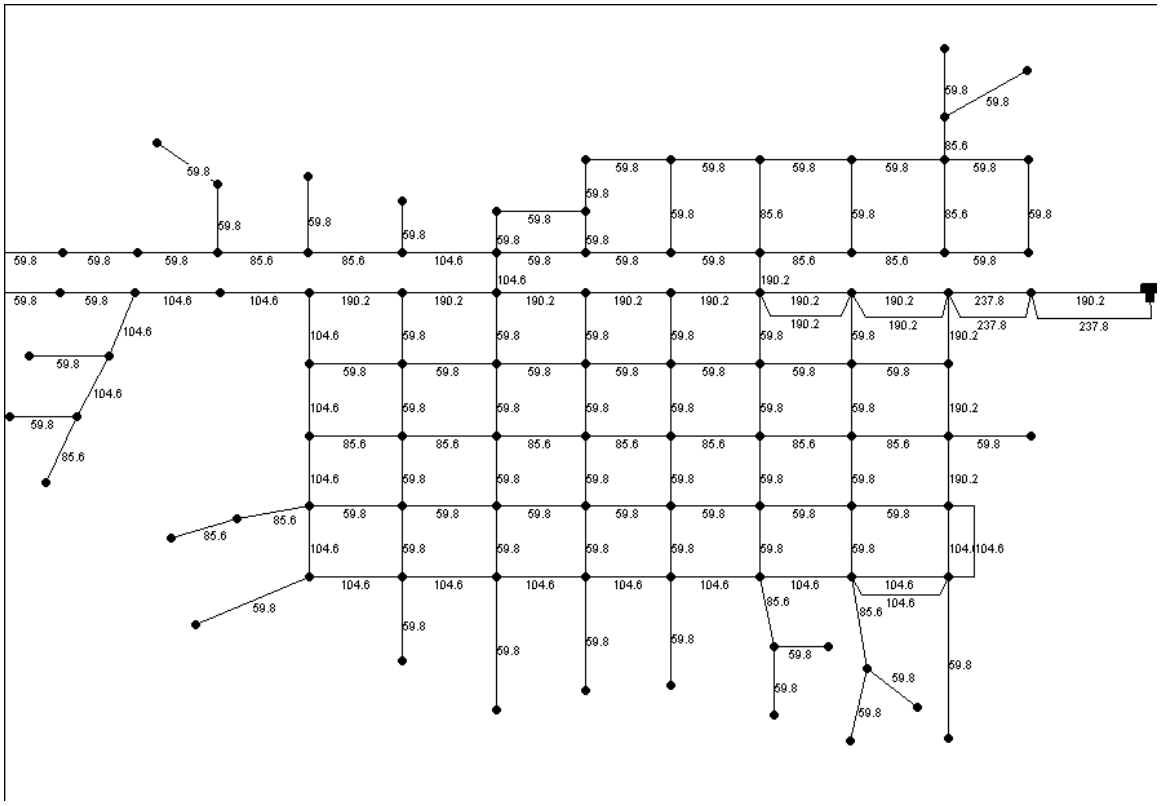


Figura 2 – Projecção da rede distribuição de Xai-Xai (zona baixa) depois do ano 2010

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O cálculo de redes de abastecimento de água está centrado numa base estatística e de projecções. A experiência de cálculo de redes de abastecimento de água baseando-se no Regulamento pode conduzir, a resultados diferentes da realidade. As projecções podem, por vezes, não retratar a realidade e, como o dimensionamento de redes é feita para horizontes de projecto de 20 a 25 anos, todo o investimento feito pode não atingir o objectivo desejado.

No parâmetro de consumo doméstico, onde o factor crescimento é a base de cálculo, a existência de várias doenças, com amplitudes de mortalidade significativa, calamidades naturais, instabilidade social e todo um conjunto de factores sócio-económicos podem alterar a tendência de crescimento.

Do ponto de vista de projecção de consumo industrial, comercial e público, Moçambique tem registado um forte crescimento económico onde surgem novos polos de desenvolvimento. Devido ao crescimento económico a projecção de consumo industrial, comercial e público feito através de uma percentagem de consumo da população pode também não retratar fielmente a realidade.

No que concerne a componente de fugas, as perdas futuras são estimadas. Para garantir que as perdas futuras não excedam o estimado, serão necessários capitais humanos, meios técnicos e financeiros, ou seja, mais investimentos.

A falta de investimentos pode conduzir a resultados diferentes do projectado.

Resumindo, as projecções feitas com base em estatísticas e projecções podem não atingir os objectivos e por conseguinte, investimentos mal empregues.

Como recomendação, propomos que sejam dimensionadas redes de distribuição para horizonte intermédio (período de 10 anos) e com possibilidade de atingir horizonte de 20 a 25 anos, efectuando para tal, pequenas intervenções de reforço na rede.

6. BIBLIOGRAFIA

DNA - *Regulamento dos Sistemas Públicos de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais de Moçambique*, Direcção Nacional de Águas, Maputo, 2003

AFONSO, A., *O Novo regulamento português de Águas e Esgotos, Vol. I Sistemas de Distribuição Pública de Água*, Coimbra, 1997

H-*Net*CAD: PROJECTO, SIMULAÇÃO E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

José Alfeu A. SÁ MARQUES

Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Pinhal de Marrocos (Pólo 2), 3030 Coimbra, Portugal, +351.239797148, jasm@dec.uc.pt

Francisco J. A. CARDOSO

Universidade de Coimbra, Departamento de Física, Rua Larga da Universidade, 3000 Coimbra, Portugal, +351.239410635, fcardoso@ci.uc.pt

Joaquim J. O. SOUSA

Instituto Politécnico de Coimbra, Instituto Superior de Engenharia, Quinta da Nora, 3030 Coimbra, Portugal, +351.23979038, jjoseng@mail.isec.pt

Francisco F. FRANCISCO

Instituto Politécnico de Viseu, Escola Superior de Tecnologia, Campus Politécnico, 3500 Repeses, Portugal, +351.232480532, ffrancisco@dei.est.ispv.pt

Resumo – O *software* H-*Net*CAD é, na sua génese e essencialmente, um instrumento de apoio ao projecto de sistemas urbanos de abastecimento de água. São aqui, sucintamente, apresentados os elementos fundamentais da sua arquitectura, bem como a sua estrutura funcional do ponto de vista do utilizador. Contudo, em virtude da sua sólida estrutura modular, este sistema foi evoluindo muito para além do típico quadro de objectivos de uma ferramenta de CAD, assim encerrando outras virtualidades de aplicação em contextos mais abrangentes do trabalho de engenharia, que, melhor, o qualificam como sistema CAE. Portanto, o trabalho agora apresentado ilustra como este sistema informático pode constituir um valioso instrumento de apoio aos projectistas e aos organismos de exploração de redes de abastecimento de água, na medida em que suporta o trabalho de projecto mas, também, a capacidade de avaliação do desempenho de redes existentes e/ou projectadas, através das funções de simulação e do cálculo de indicadores apropriados, que, aqui, são definidos. Estas suas diversas capacidades são ilustradas com exemplos adequados, onde também são observáveis as suas virtualidades gráficas ao nível da representação das redes, que resultam da importação e exportação de ficheiros no formato *.dxf*.

Palavras-chave: sistemas de abastecimento de água, modelização hidráulica, CAE.

1. INTRODUÇÃO

O *software* H-*Net*CAD é, na sua génese e essencialmente, um instrumento de apoio ao projecto de sistemas urbanos de abastecimento de água. Porém, a sua estrutura rigorosamente modular facilitou um progressivo aperfeiçoamento dos dois factores fundamentais que determinaram o sistema informático que estabelecemos como solução para o quadro funcional inicialmente especificado: (i) versatilidade funcional, e (ii) interactividade operacional. Assim, em resultado de uma evolução significativa e continuada deste *software*, observável em (Sá Marques et al., 1997) e (Sá Marques et al., 1999), este atingiu a maturidade em 2000 enquanto produto (Sá Marques et al., 2000), oferecendo-se tecnologicamente estável em termos de conceito e de desenvolvimento, particularmente nas suas capacidades operacionais e de interface humana.

Deste modo, através de um processo de crescimento incremental do nosso sistema, este rompeu os limites do típico quadro de objectivos de uma ferramenta de CAD, assim encerrando outras virtualidades de aplicação em contextos mais abrangentes do trabalho de engenharia, que, melhor, o qualificam como sistema CAE. Portanto, o objectivo fundamental deste trabalho consiste em ilustrar como este sistema informático pode constituir, complementarmente ao seu papel primordial de suporte ao projecto, um valioso instrumento de apoio aos projectistas e aos organismos de exploração de redes de abastecimento de água.

2. A ESTRUTURA DO SISTEMA

2.1. Elementos da arquitectura do sistema

Concorrendo para a realização das tarefas necessárias à realização de projectos, análises/estudos de funcionamento ou de impacto ou outros, o *software* aplicacional integra três blocos funcionais fundamentais: (i) interface humana, (ii) base de dados, e (iii) cálculo.

Assim, o sistema está funcionalmente estruturado em torno de um motor de cálculo, que é constituído por bibliotecas de programas que executam algorítmos adequados ás diferentes situações de dimensionamento e de análise decorrentes da estrutura operacional especificada.

Numa situação de charneira nesta arquitectura, ocupando uma posição intermédia fundamental no processamento, encontra-se a base de dados integrada. Esta organiza toda a informação — argumentos das funções de cálculo e respectivos resultados — envolvida na realização das diferentes funções, com a garantia de consistência dos dados operacionais — informação sobre condutas e acessórios, descrição topológica e situação operacional das redes em projecto e/ou análise. Este bloco funcional constitui, assim, um elemento-chave para a eficácia global do trabalho de engenharia (projecto, análise ou gestão), permitindo, mesmo, "filtrar" erros humanos relativos aos dados numéricos e/ou à definição de condições operacionais.

Finalmente, a camada de interface humana gráfica, que assegura a permuta de informação com o utilizador. Assim, através do recurso às características primitivas gráficas dos ambientes Windows (janelas múltiplas, caixas de diálogo, ementas "pull-down" e botões de função), a informação de entrada (dados e comandos) e de saída (resultados numéricos e de situação funcional) flui de forma eficaz, para tal contribuindo o uso sistemático de formas de representação gráfica dos resultados. Em particular, os diagramas esquemáticos das redes mostram, além das suas representações topológicas, informação sobre as condições de trabalho em condutas e nós que, estando organizada em camadas (por classe de variável), é interactivamente seleccionada através de filtros activados pelo utilizador.

2.2. Estrutura operacional

A estrutura operacional do *software*, i.e., a sua organização segundo uma lógica de exploração, está baseada na definição de quatro blocos funcionais, que, por isso, constituem os pontos de entrada no programa: (i) bases de cálculo, (ii), adução, (iii) reservatório, e (iv) rede. Embora a entrada em cada um dos módulos seja efectuada de forma independente, só os módulos de bases e de rede são completamente autónomos. Os resultados da activação de todos estes blocos funcionais são apresentados em formato alfanumérico (para integrar relatórios de projecto ou análise) e, sobretudo, de forma gráfica para maior interactividade.

O objectivo das bases de cálculo é o de quantificar o volume e os respectivos caudais de água necessários ao abastecimento de uma população a ser servida pelo sistema em estudo, efectuando essa análise ao longo de um período de tempo de "horizonte de projecto". A partir da informação disponível, seja dos censos populacionais do aglomerado em análise, cuja inserção é realizada através de tabelas pré-formatadas para o efeito, extrapolam-se os valores da população ao longo do tempo do "horizonte do projecto", seja a partir de dados de valores para os vários horizontes de projecto, no caso de loteamentos por exemplo. A informação assim obtida é, depois, combinada com informação relativa a consumos não domésticos de forma a dar projecções dos consumos médios e de ponta.

No bloco de adução optimiza-se o estudo dos diâmetros para as condutas simples em sistemas adutores, em condições de custo mínimo (de investimento mais exploração), por forma a satisfazer as restrições (pressões mínima e máxima). É também efectuada uma análise simplificada do golpe de aríete (choque hidráulico) com a metodologia simplificada de Allievi-Michaud, é elaborado um orçamento da solução analisada e é traçado o perfil longitudinal da adutora e das envolventes de pressões.

Com o módulo reservatório pretende-se determinar a capacidade de reserva necessária para alimentar um sistema de distribuição, em condições de adução variável no tempo previamente conhecidas a partir dos resultados obtidos do anterior módulo funcional, e para regimes de consumo (diagramas de carga) interactivamente seleccionados pelo utilizador.

Por último, o módulo principal de rede que, como o seu nome sugere, permite obter um diagnóstico instantâneo e "panorâmico" de uma rede em estudo através do cálculo das respectivas condições de equilíbrio hidráulico, em regime estacionário. Primordialmente, isto significa um programa de resolução de sistemas de equações não lineares por aplicação do método de Gessler, convergindo na determinação dos valores das pressões nos nós, a partir dos quais são calculadas as soluções para as restantes variáveis.

Este módulo de cálculo em regime estacionário é, também, utilizado para suportar a função de simulação do comportamento de sistemas de abastecimento de água, ao longo de um período de tempo à escolha do utilizador, desse modo ilustrando a evolução temporal dos parâmetros relevantes da rede, em condições de procura e de abastecimento variáveis. Trata-se, pois, de uma simulação em regime quasi-estacionário, portanto realizada como "animação" conseguida através de encadeamento de "fotogramas instantâneos", com período variável (seleccionável pelo utilizador) entre valores consecutivos da série temporal obtida para cada variável em observação. O utilizador poderá optar por utilizar na integração dos caudais nos reservatórios um método de previsão ou um método de previsão/correcção. Esta transição da "fotografia" para o "filme" veio a revelar-se extremamente profícuo, na medida em que nos permitiu transcender o domínio de aplicações inicialmente previsto, tendo constituído um importante passo no sentido da sua operacionalidade como instrumento auxiliar para a gestão de redes de serviços públicos, que constitui o objectivo último dos nossos trabalhos nesta área de actividade, de acordo com uma estratégia anteriormente delineada (Cardoso e Francisco, 1997).

Com base nos valores das pressões e caudais que descrevem as situações de equilíbrio hidráulico, foram concebidas formas complementares de representação do funcionamento das

redes, que estão programadas como novas funções de alto nível no sentido em que aproximam a informação disponível pelo sistema das típicas formas de entendimento integrado dos seus utilizadores e, portanto, permitem uma relação interactiva muito mais eficiente:

- Cálculo do orçamento, com base nos preços das condutas especificadas, em função dos catálogos disponíveis, assim como dos tipos de solo e de pavimento. Estes catálogos podem ser armazenados em bases de dados gerais ou de projecto;
- Cálculo dos caudais de percurso, cujos valores podem ser apresentados na forma de distribuição instantânea ou, por recurso a simulação, evoluindo no tempo;
- Verificação das condições de combate a incêndio, em regime estacionário através da comparação das pressões determinadas pelo equilíbrio hidráulico da rede com as respectivas pressões regulamentares, e, em simulação, através do cálculo da evolução do volume de água armazenado nos reservatórios;
- Verificação das condições de pressões e velocidades, através da comparação programada das pressões nos nós e das velocidades nas condutas com os respectivos valores mínimos e máximos (pré-definidos/regulamentares), durante o período de uma simulação.

Foram estas funções de mais alto nível, encerrando capacidades de verificação de condições operacionais das redes, que suportaram a existência de uma perspectiva de suporte à gestão da exploração de sistemas de abastecimento de água, naturalmente complementar à capacidade de assistência ao projecto. Deste modo, na sua mais recente versão 2.0 (2003), foi particularmente aprofundada esta sua vertente de utilização, na medida em que:

- suporta a correspondência (importação e exportação) de informação topológica das redes (estrutura de interligação, comprimentos das condutas e cotas dos nós) com registos informáticos em AutoCAD – pragmaticamente, teve-se em consideração o interesse dos técnicos envolvidos em trabalhos de projecto e/ou avaliação de desempenho de sistemas de abastecimento de água em utilizar directamente as suas habituais ferramentas de suporte (edição, arquivo e consulta da informação técnica disponível) ao projecto e à construção. Assim, a topologia de uma rede pode ser definida no âmbito do AutoCAD e, uma vez importada para o H-*Net*CAD, é, aqui, objecto de estudo hidráulico, podendo os respectivos resultados (consumos, caudais, cotas piezométricas e pressões) ser exportados, em formato *dxf*, para integração nos arquivos originais. Salienta-se o carácter "inteligente" da forma como é realizada a interligação de duas porções de uma rede que sejam separadamente importadas, através do reconhecimento automático dos nós comuns às duas sub-redes e consequente justaposição; esta capacidade é particularmente importante em casos de projecto de extensão de redes, por exemplo para servir novos loteamentos;
- permite a definição de diagramas temporais de funcionamento de acessórios, tais como (i) válvulas de seccionamento e (ii) bombas, de velocidades constante ou variável;
- permite a introdução de outros acessórios, tais como de válvulas altimétricas e de válvulas limitadoras de caudal;
- realiza o cálculo dos custos, em função do tempo, da energia para funcionamento das bombas, com base no tarifário especificado. Para tal, cada bomba é descrita por duas curvas paramétricas, uma de altura manométrica e a outra de rendimento;
- realiza o cálculo de taxas de desempenho e de disponibilidade, correspondentes a indicadores aí definidos, que são importantes para a realização de tarefas de gestão operacional e de planeamento, respectivamente;
- no módulo de "rede", permite a exportação de resultados na forma de relatórios e de gráficos no formato *xls* (Excel), para fácil integração na documentação final de projectos e relatórios de avaliação. Também, em particular, exporta a lista de medições e o

orçamento neste formato, assim como no formato *txt*, com base numa prévia definição das características de uma vala-tipo;

- no módulo de "adutora", realiza os cálculos, com base na metodologia simplificada de Allievi-Michaud, para verificação de choque hidráulico e o desenho do perfil longitudinal da conduta, com as respectivas envolventes de cotas piezométricas;
- permite ilustrar, num único gráfico, as curvas de variação temporal de uma determinada grandeza, em diversos (até 10) locais diferentes de uma rede;
- permite sobrepor graficamente os registos das medidas de variáveis – caudais em condutas, pressões em nós e níveis em reservatórios – com os resultados de simulação hidráulica, assim facilitando a complexa e árdua tarefa de calibração do modelo.

3. CASOS DE ESTUDO

Facetas e virtualidades complementares do sistema H-*Net*CAD são aqui ilustradas através do estudo de duas situações típicas do trabalho de engenharia no domínio dos sistemas de abastecimento de água: (i) o projecto de uma nova rede urbana de abastecimento de água e (ii) a análise de uma rede urbana que vem sendo alvo de múltiplos estudos e palco de experimentação de dispositivos e técnicas neste domínio, com a particularidade de mostrar os resultados da calibração num nó.

3.1. Projecto hidráulico e racionalização energética

É apresentado um caso de estudo envolvendo o dimensionamento completo de um sistema de abastecimento de água, portanto explorando as diversas funcionalidades do *software*. Assim, o problema consiste em projectar uma nova rede para abastecer um aglomerado a partir de um reservatório existente. Com base num levantamento topográfico, foi traçada a estrutura da rede a projectar com recurso a AutoCAD; este desenho foi importado para o H-*Net*CAD, tal como ilustrado na figura 1.

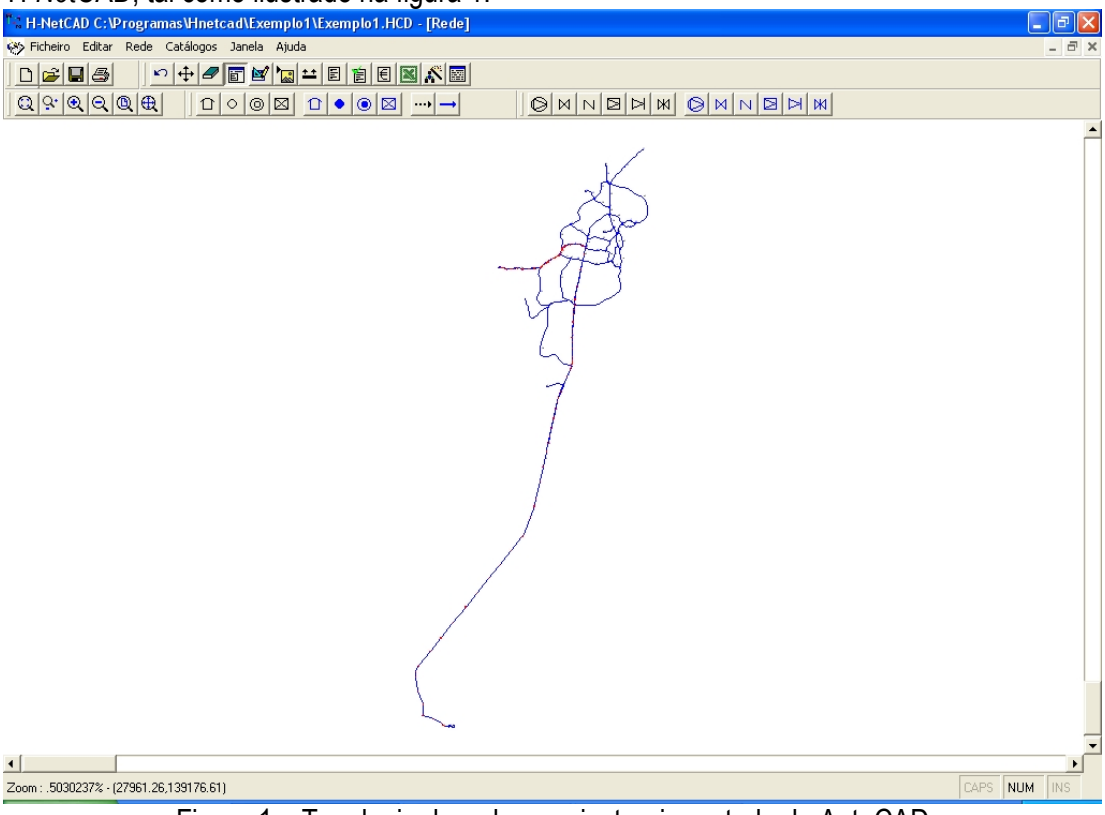


Figura 1 – Topologia da rede a projectar, importada do AutoCAD

O dimensionamento do sistema adutor, bem como o estudo do seu comportamento hidráulico em regime não permanente, a determinação da capacidade de um novo reservatório a construir na malha urbana e o dimensionamento do respectivo sistema de distribuição, constituem os passos seguintes do trabalho de projecto. A figura 2 ilustra o dimensionamento da estação elevatória a construir junto do reservatório existente, que é sujeita a estudos de avaliação, quer do ponto de vista hidráulico, quer energético-económico, como se mostra nas figuras 3 e 4.

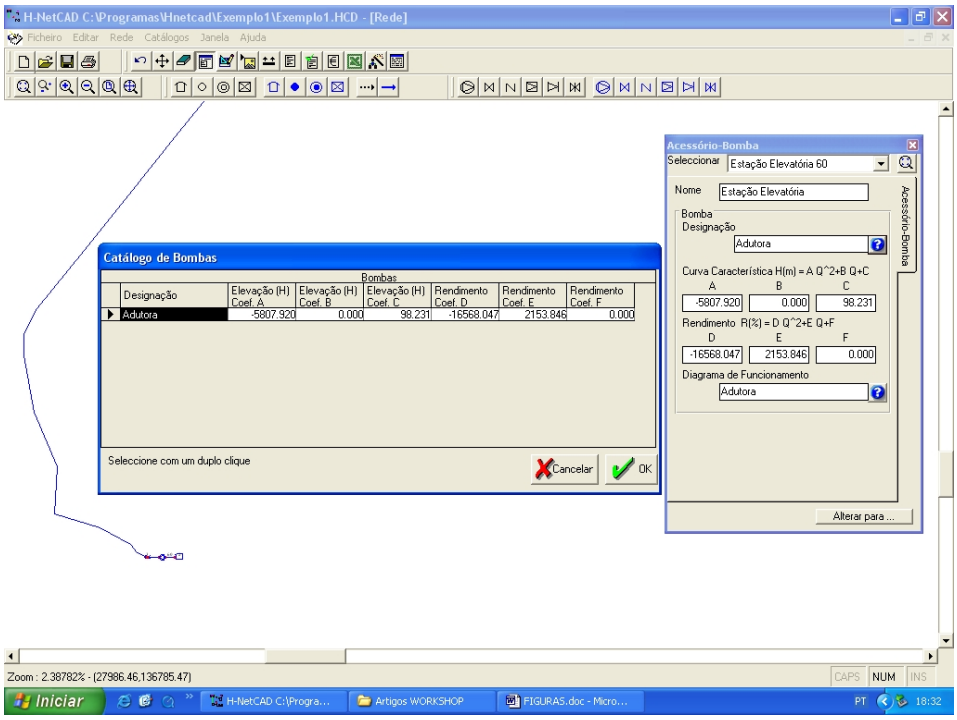


Figura 2 – Dimensionamento da estação elevatória.

Assim, a figura 3 ilustra um diagrama temporal do tarifário de energia que é aplicável à operação das bombas da nova estação elevatória, sendo os cálculos de determinação dos respectivos custos, para um período de 24 horas, desencadeados a partir do quadro constante na figura 4.

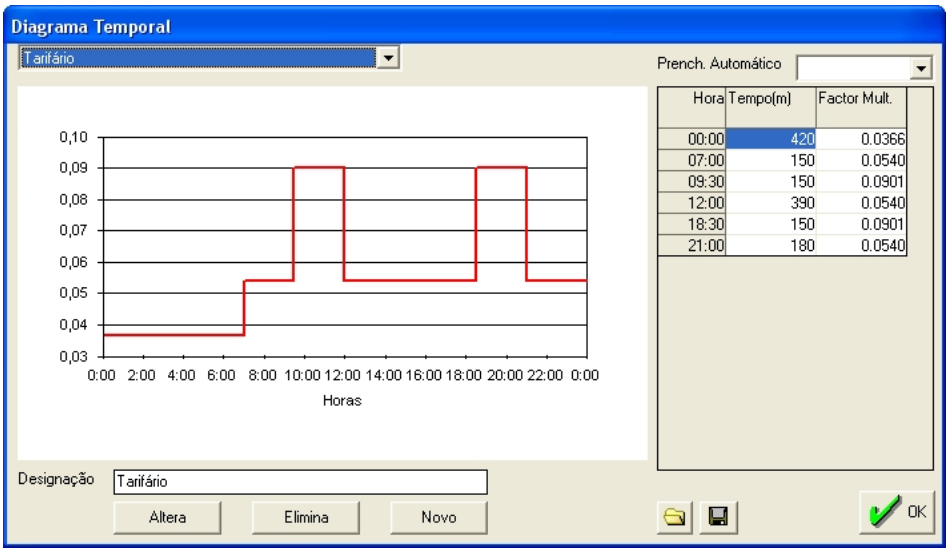


Figura 3 – Diagrama temporal do tarifário de energia para as bombas de elevação.

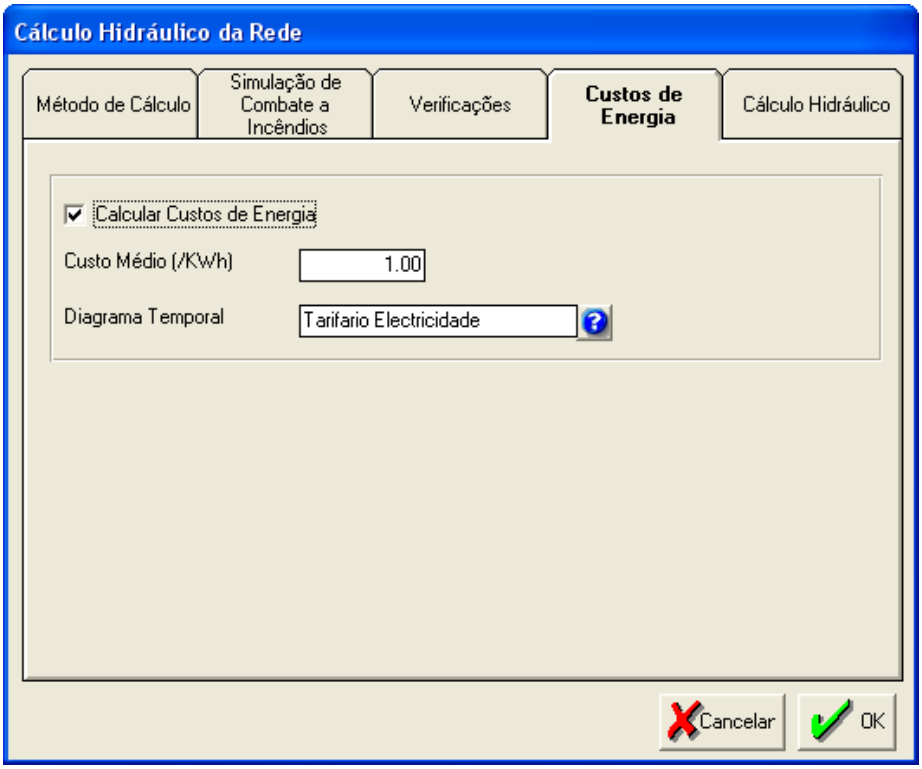


Figura 4 – Quadro para avaliação dos encargos diários de energia

O estudo da rede de distribuição compreende funcionalidades de cálculo diversas, como atrás referido, estando ilustrado na figura 5 uma caixa de diálogo para selecção das funções de visualização dos diferentes resultados de cálculo (hidráulico, energético e de custos).

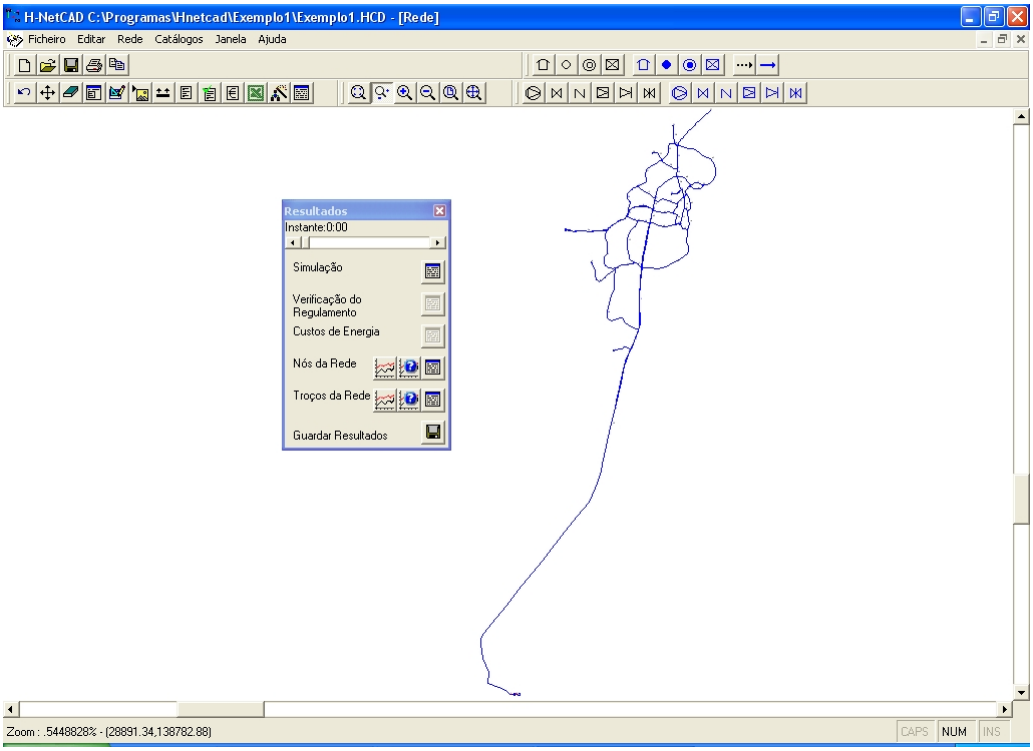


Figura 5 – Selecção de visualização de resultados de cálculo

Enquanto ao serviço do projectista, este *software* gera, extensiva e automaticamente, os apropriados relatórios com os resultados dos cálculos. A figura 6 mostra um exemplo de relatório com os resultados da simulação – custos de energia.

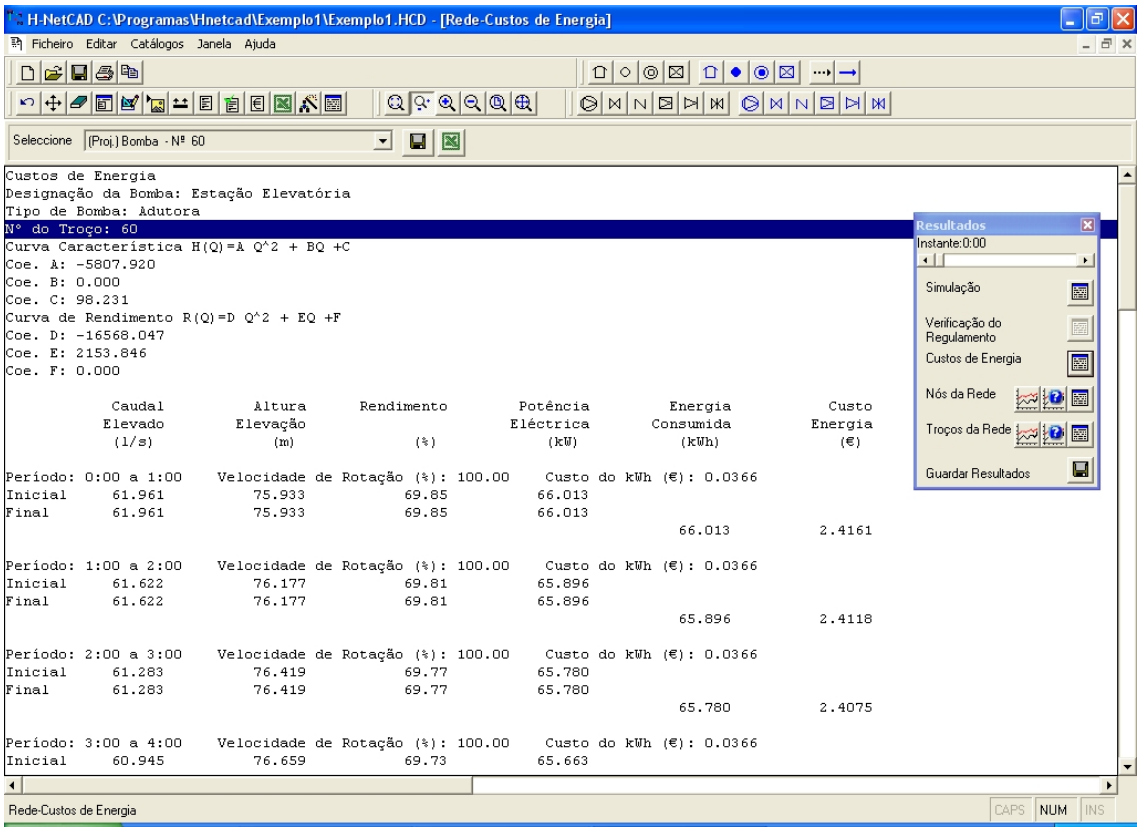


Figura 6 – Relatório de simulação – custos de energia

Outra funcionalidade de grande interesse para o projectista consiste na capacidade de apresentar sínteses gráficas, por sobreposição, de resultados de uma determinada grandeza em diversos pontos de uma rede, deste modo facilitando uma fácil comparação de valores em cada instante (ou ao longo de um mesmo período, para níveis de reservatórios). A figura 7 mostra um gráfico de resultados de simulação hidráulica, ao longo de um período de 24 horas, da pressão em dois pontos da rede (nós 6 e 12).

3.2. Planeamento: estabelecimento de critérios de gestão

Num quadro de gestão, tendo em vista a elaboração de uma auditoria ao sistema de abastecimento de água da cidade de Martigny (Suíça), este *software* revelou a sua utilidade no sentido de permitir perspectivar o real desempenho da rede actual e, também, a capacidade de satisfazer as variações de consumo que acompanham as flutuações populacionais e os hábitos de consumo, assim concorrendo para uma correcta decisão sobre o modo como a rede deve evoluir, e em que escala temporal.

A figura 8 mostra a estrutura actual da rede, tal como foi importada a partir da sua representação em AutoCAD, após um trabalho sistemático de simplificação, que foi realizado como descrito em (Cardoso et al., 2002).

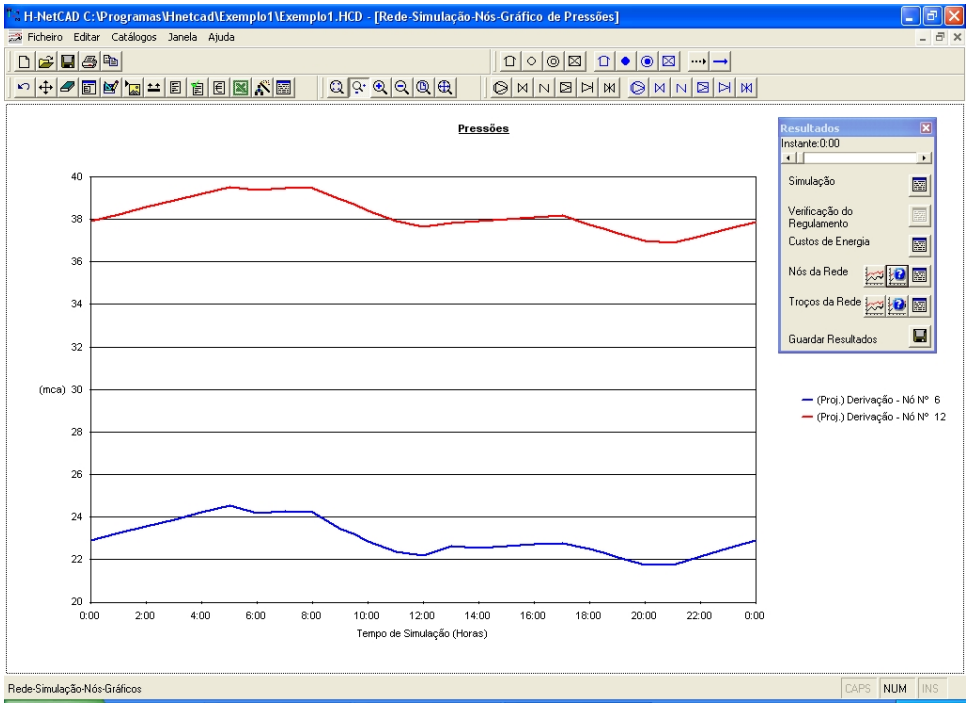


Figura 7 – Comparação de resultados de simulação hidráulica em dois nós

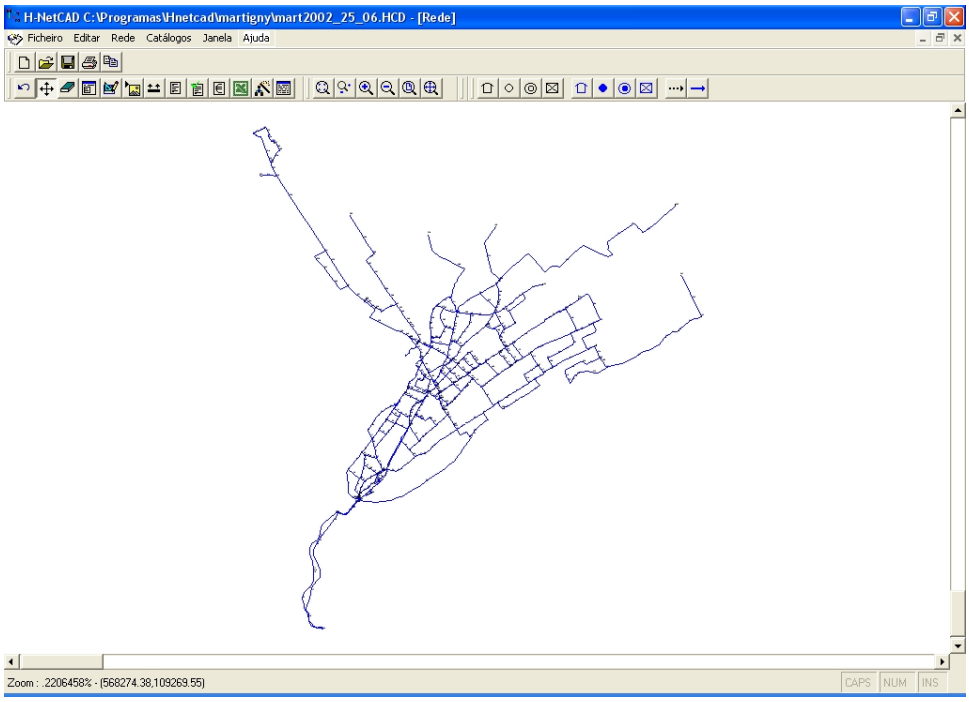


Figura 8 – Representação da rede, tal como importada do AutoCAD

Havendo carregado a base de dados do H-*Net*CAD com a informação dos ficheiros das medidas existentes (níveis e caudais dos reservatórios, caudais e pressões em vários pontos da rede de distribuição, procedeu-se à simulação de comportamento da rede. As curvas de resultados resultantes foram comparadas com as dos respectivos valores medidos, como se ilustra na figura 9 para um nó típico localizado na área central da cidade. As diferenças aí observadas não são significativas, especialmente num contexto de aplicação de gestão da rede.

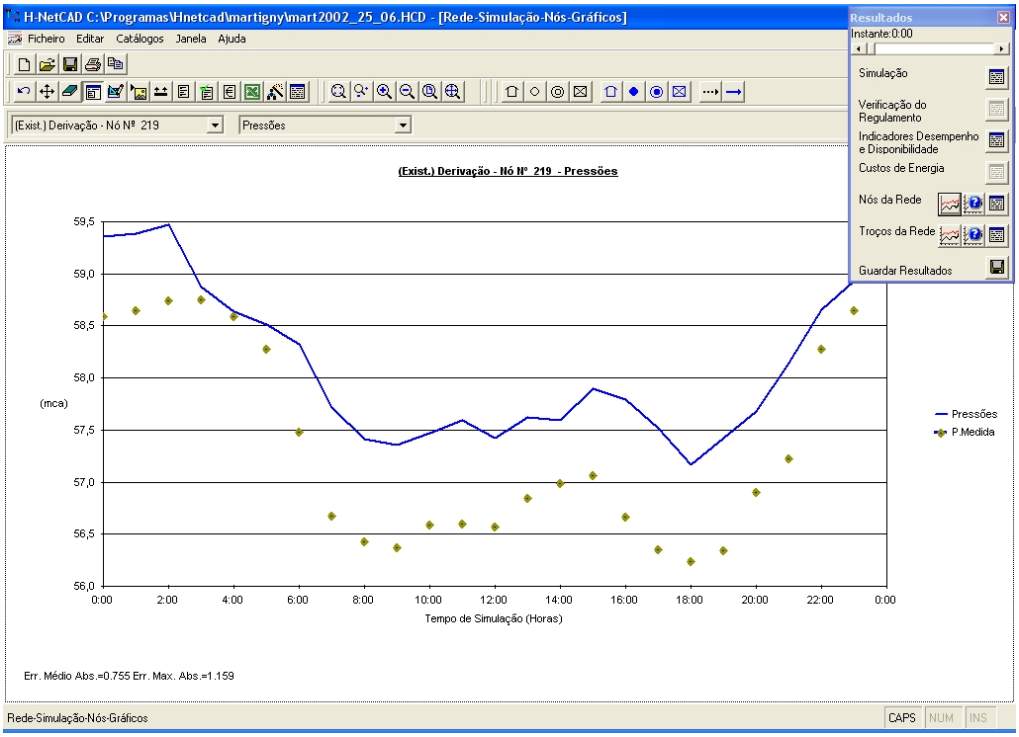


Figura 9 – Pressão no nó 219, ao longo de um período de 24 horas: resultados de simulação e valores medidos

A figura 10 traduz a variação (real e simulada) do nível de água do reservatório de Batiaz. A pequena amplitude de variação verificada condiz com a grande capacidade deste reservatório.

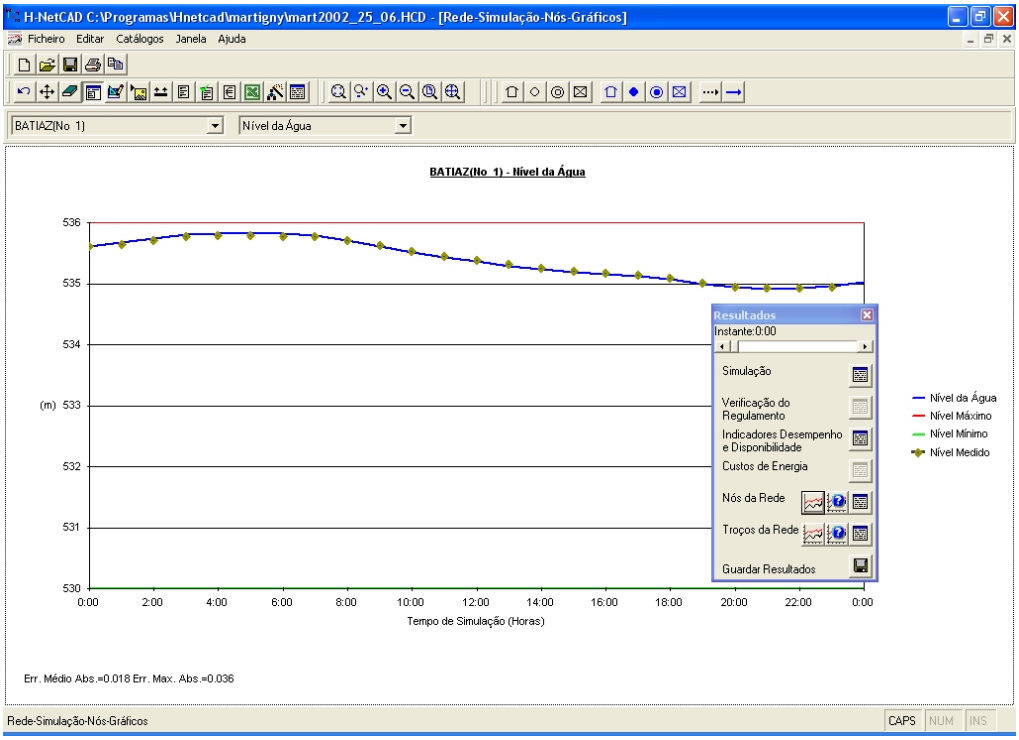


Figura 10 – Nível da água no reservatório de Batiaz: resultados de simulação e valores medidos

Das figuras anteriores como, também, da figura 11, que representa a evolução da pressão no nó 218, se conclui que a adesão do modelo à realidade é, à partida, muito grande, resultando o processo de calibração fina muito facilitado.

Na figura 12 mostram-se, em simultâneo, as curvas de simulação da pressão nos nós 2, 3 e 4.

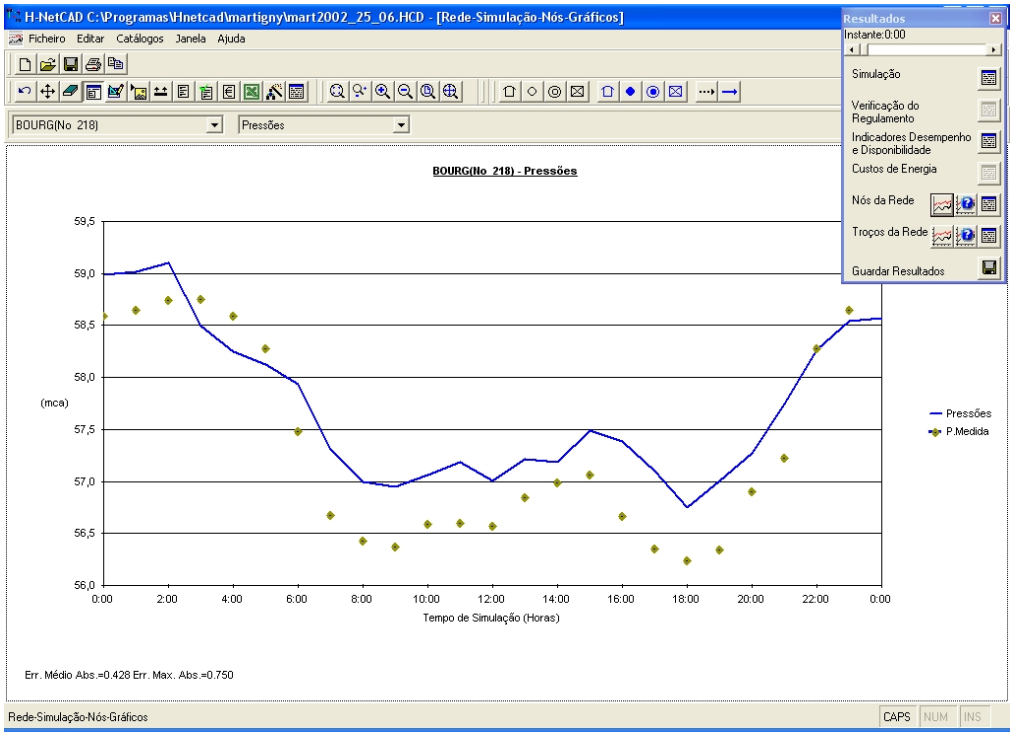


Figura 11 – Pressão no nó 218: resultados de simulação e valores medidos

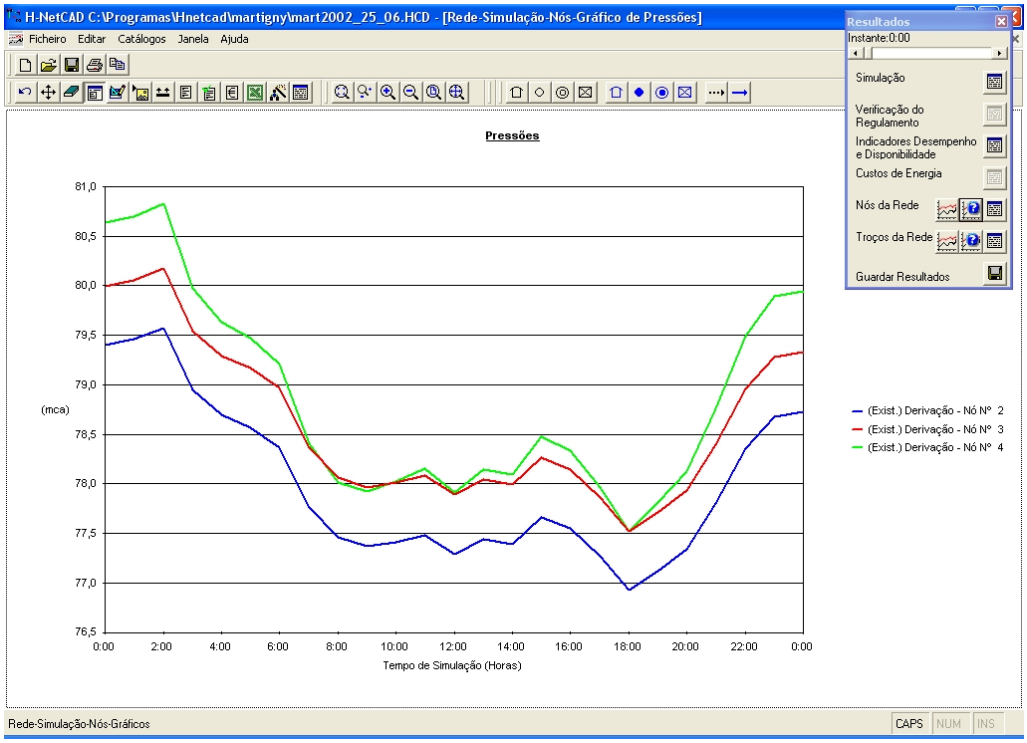


Figura 12 – Variações simuladas da pressão nos nós 2, 3 e 4.

Foi também implementado no programa o cálculo de indicadores de desempenho (Coelho, 2002) e de disponibilidade, definidos do modo que a seguir se indica.

Indicador de disponibilidade de velocidade:

- Da conduta (instantâneo) $$idiV_i = \frac{V_{máx} - V}{V_{máx}}$$

Indicador de disponibilidade de pressão:

- Do nó (instantâneo) $$idiP_i = \frac{P - P_{mín}}{P_{máx} - P_{mín}}$$

Note-se que bons indicadores de desempenho correspondem a menos bons indicadores de disponibilidade, sendo os primeiros particularmente úteis para a gestão corrente e os últimos para a gestão a prazo, isto é, para o planeamento.

Na figura 13, pode visualizar-se o resultado do cálculo dos indicadores anteriormente referidos para a rede de Martigny.

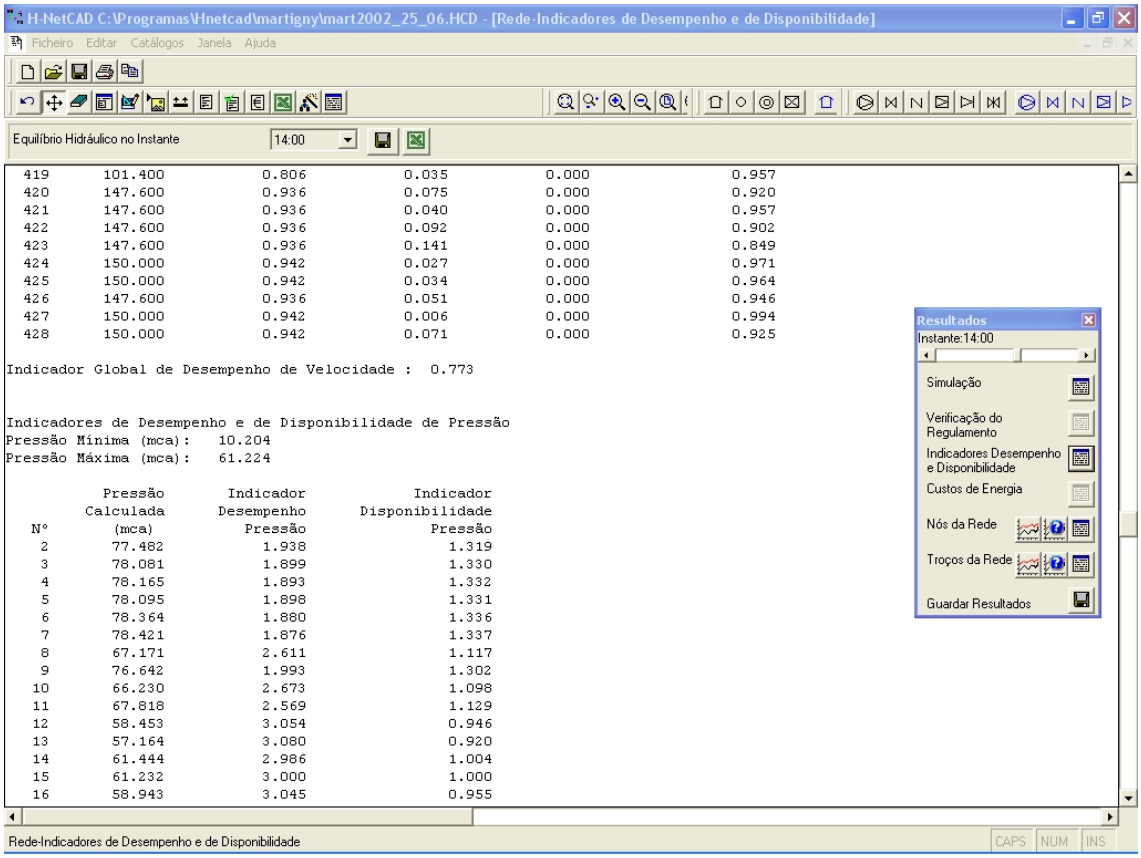


Figura 13 – Indicadores de desempenho e disponibilidade para as 14 horas.

Note-se que os baixos indicadores de desempenho de velocidade que se observaram nesta rede têm um inconveniente significativo facilmente detectável em condutas de materiais ferrosos não revestidas e que é a água vermelha “red water”.

4. CONCLUSÃO

A abrangência de virtualidades funcionais aqui ilustrada traduz o elevado nível de maturidade atingido por este sistema, em resultado do aturado trabalho (e tempo ..) de desenvolvimento e de teste por que passou, assim como da arquitectura modular inicialmente adoptada, que induziu superiores características de versatilidade e de fiabilidade.

Tratando-se, embora, de um sistema fechado, as suas qualidades potenciam-no como núcleo de desenvolvimento das futuras gerações de sistemas integrados de projecto-análise-gestão que, actualmente, se encontram em estudo no seio desta equipa. Assim, devidamente suportados em plataformas adequadas, as futuras versões deste sistema deverão ser associadas a verdadeiras ferramentas no domínio dos SIG, por forma a sofisticar, ainda mais, os formatos de "saída" mas, sobretudo, a possibilitar uma drástica melhoria da entrada de informação através de sistemática captura esquemática e de carregamento de dados em tempo real. Esta última capacidade contará com o recurso a avançadas tecnologias próprias de tele-medida/controlo e, em particular, com tecnologia Internet para suportar algumas necessidades de acesso remoto — uma adequada conjugação de saberes e de meios materiais no seio desta equipa coesa, embora de composição multi-disciplinar, permite o sonho, o planeamento da actividade e, certamente, a produção de resultados.

REFERÊNCIAS

CARDOSO, FRANCISCO J. A.; FRANCISCO, FRANCISCO F. – "*Net*CAD/*Net*MAP: uma Abordagem Estruturada de Sistemas de Planeamento e Projecto Assistidos por Computador de Redes de Serviços Públicos", in *Actas 3º SILUSBA - Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*, Maputo (Moçambique), 1997.

COELHO, S.T. - *Performance in water distribution – a systems approach*. Research Studies Press Ltd., 1997

SÁ MARQUES, J. ALFEU A.; CARDOSO, FRANCISCO J. A.; SOUSA, JOAQUIM J. O.; FRANCISCO, FRANCISCO F. – "H-*Net*CAD: um Sistema de Projecto Assistido por Computador de Redes Urbanas de Abastecimento de Água", in *Actas 3º SILUSBA - Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*, Maputo (Moçambique), 1997.

SÁ MARQUES, J. ALFEU A.; CARDOSO, FRANCISCO J. A.; SOUSA, JOAQUIM J. O.; FRANCISCO, FRANCISCO F. – "H-*Net*CAD: Dynamic Modelling in the Computer Aided Design of Water Supply Networks, in *Proc. EPMESC VII – International Conference on Enhancement and promotion of Computational Methods in Engineering and Science*, Macao, 1999, pp. 923-932.

SÁ MARQUES, J. ALFEU A.; CARDOSO, FRANCISCO J. A.; SOUSA, JOAQUIM J. O.; FRANCISCO, FRANCISCO F. – *H-NetCAD – Sistemas Urbanos de Abastecimento de Água*, Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra (Portugal), 2000.

CARDOSO, FRANCISCO J. A.; SÁ MARQUES, J. ALFEU A.; FRANCISCO, FRANCISCO F.; SOUSA, JOAQUIM J. O. – "Highly Integrated Management of Urban Water Supply Systems", in *Proc. DMinUCE*, London (UK), 2002.

R-*Net*CAD: UMA FERRAMENTA DE *CAE* PARA SISTEMAS URBANOS DE DRENAGEM

José Alfeu A. SÁ MARQUES

Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Pinhal de Marrocos (Pólo 2), 3030 Coimbra, Portugal, +351.239797148, jasm@dec.uc.pt

Francisco J. A. CARDOSO

Universidade de Coimbra, Departamento de Física, Rua Larga da Universidade, 3000 Coimbra, Portugal, +351.239410635, fcardoso@ci.uc.pt

Joaquim J. O. SOUSA

Instituto Politécnico de Coimbra, Instituto Superior de Engenharia, Quinta da Nora, 3030 Coimbra, Portugal, +351.23979038, jjoseng@mail.isec.pt

Francisco F. FRANCISCO

Instituto Politécnico de Viseu, Escola Superior de Tecnologia, Campus Politécnico, 3500 Repeses, Portugal, +351.232480532, ffrancisco@dei.est.ispv.pt

Resumo – O R-*Net*CAD suporta não só trabalhos de planeamento e projecto de sistemas urbanos de drenagem de águas residuais, mas também o diagnóstico de redes existentes. A sua construção modular suporta as diferentes fases de planeamento e projecto, desde a caracterização demográfica, urbanística e pluviométrica da zona, até ao cálculo e análise do comportamento da respectiva rede. Deste modo uma rápida e segura análise do comportamento de uma rede é alcançada através do recurso a mecanismos de simulação. As redes são representadas tanto na forma de diagramas esquemáticos indicativos das respectivas topologias, como na forma de cartas geo-referenciadas com recurso à importação de ficheiros em formato .dxf, com indicação das características topológicas da rede. As outras características dos colectores e das caixas de visita, que podem ser corrigidas ou alteradas em qualquer fase da introdução dos dados, são fornecidas através de caixas de diálogo intuitivas e conviviais. Como produto final deste trabalho interactivo, o sistema produz o apropriado relatório do projecto. O relatório de projecto consiste num conjunto de ficheiros com os cálculos efectuados e ainda de peças desenhadas que incluem a planta da rede projectada bem como todos os perfis longitudinais dos colectores. Todas as peças desenhadas são geradas em ficheiros no formato .dxf. É igualmente possível elaborar medições e orçamento da rede estudada. A estrutura operacional e as virtualidades de exploração que este sistema encerra são apresentadas, com recurso a janelas geradas durante a activação do sistema. Especial ênfase é colocada sobre a capacidade de desenho interactivo sobre uma planilha de fundo contendo o mapa urbano das zonas em estudo.

Palavras-chave: sistemas de drenagem urbana, CAE, CAD.

1. INTRODUÇÃO

O *software* R-*Net*CAD suporta, de uma forma interactiva, as fases de planeamento, projecto e diagnóstico de redes urbanas de drenagem de águas residuais. A sua construção modular suporta as diferentes fases de planeamento e projecto, desde a caracterização demográfica, urbanística e pluviométrica da zona, até ao cálculo e análise do comportamento da respectiva rede. Deste modo uma rápida e segura análise do comportamento de uma rede é alcançada através do recurso a mecanismos de simulação. As redes são representadas tanto na forma de diagramas esquemáticos indicativos das respectivas topologias, como na forma de cartas geo-referenciadas com recurso à importação de ficheiros em formato .dxf, com indicação das características topológicas da rede. As outras características dos colectores e das caixas de visita, que podem ser corrigidas ou alteradas em qualquer fase da introdução dos dados, são fornecidas através de caixas de diálogo intuitivas e conviviais. Como produto final deste trabalho interactivo, o sistema produz o apropriado relatório do projecto. O relatório de projecto consiste num conjunto de ficheiros com os cálculos efectuados e ainda de peças desenhadas que incluem a planta da rede projectada bem como todos os perfis longitudinais dos colectores. Todas as peças desenhadas são geradas em ficheiros no formato .dxf. É igualmente possível elaborar medições e orçamento da rede estudada. A estrutura operacional e as virtualidades de exploração que este sistema encerra são apresentadas, com recurso a janelas geradas durante a activação do sistema.

Este sistema é o segundo membro da família *Net*CAD (Cardoso e Francisco, 1997), tendo sido realizado na sequência do sistema H-*Net*CAD, que constitui o seu simétrico funcional pois é dedicado aos sistemas urbanos de abastecimento de água, tal como pode ser visto em diversos trabalhos anteriores de Sá Marques et al. (1997, 1999, 2000). Assim, o *software* aqui apresentado beneficiou da experiência longamente acumulada no anterior desenvolvimento, particularmente no respeitante ao mecanismo de gestão interna dos dados e á interface humana gráfica. Em consequência, desta feita conseguiu-se um desenvolvimento tão rápido quão fiável, recuperando-se algum do tempo anteriormente investido em virtude da arquitectura solidamente modular destes sistemas.

2. ESTRUTURA OPERACIONAL

A organização do *software* baseia-se na definição de dois blocos funcionais fundamentais que, consequentemente, constituem os pontos de entrada no programa através de uma adequada representação por ícones: (i) bases de cálculo, e (ii) rede. A selecção expedita destas funções é facilitada pela existência de uma adequada barra de atalhos, como se ilustra na figura 1.

Em cada um destes blocos funcionais fundamentais, as estruturas de dados, os cálculos e os formatos de saída dos resultados (gráficos e relatórios) são contemplados separadamente, de acordo com a origem das águas a serem drenadas: domésticas ou pluviais.

2.1. Bases de cálculo

O bloco funcional bases de cálculo tem por objectivo a quantificação dos volumes/caudais de drenagem de águas residuais — domésticas e pluviais — de um dado aglomerado populacional ou conjunto de aglomerados, ao longo do horizonte de projecto.

Na sua vertente relativa às águas residuais domésticas, a activação deste bloco abre uma janela, tal como ilustrado na figura 2. Aqui se encontram os necessários campos para a caracterização demográfica da área em estudo e, com base nela, para a determinação das capitações, dos caudais médios diários e dos caudais de ponta instantânea.

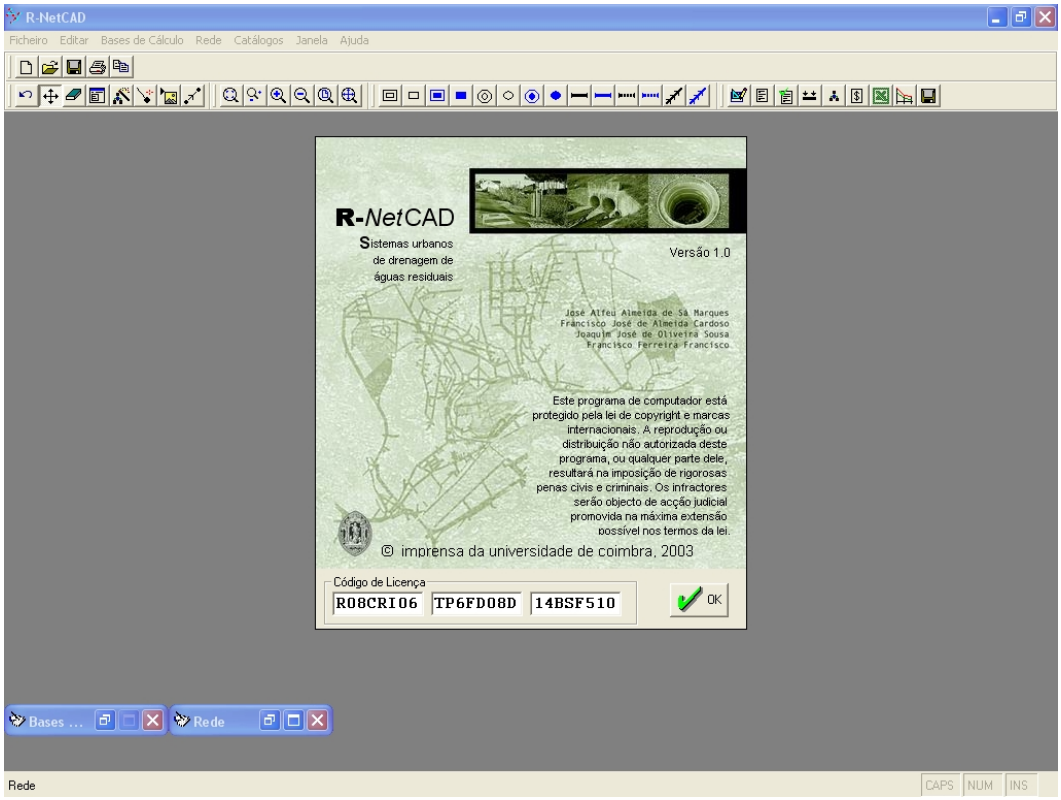


Figura 1 – Barra de atalhos para as funções do programa.

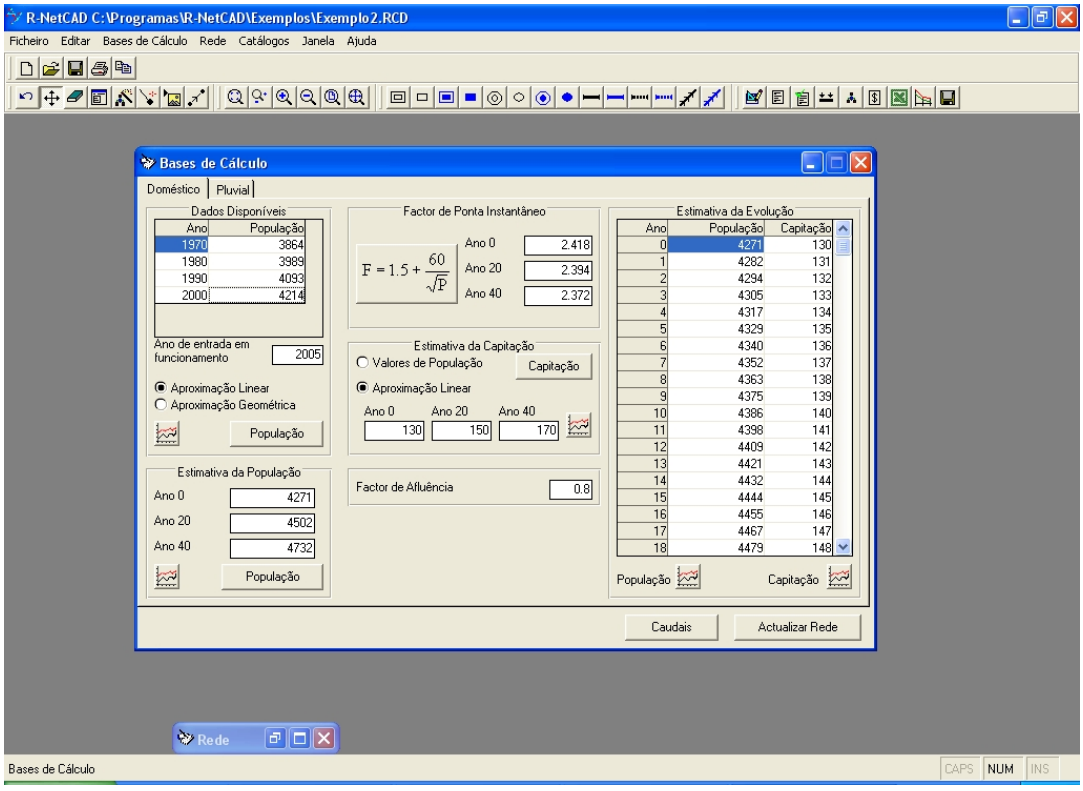


Figura 2 – Quadro de dados para a função “bases de cálculo”.

Assim, aí se encontra uma tabela de duas colunas para entrada dos dados históricos conhecidos da população da área, a primeira correspondendo aos anos (habitualmente de censos gerais da população) e a segunda ao respectivo número de habitantes. Um algoritmo de cálculo faz o ajuste de funções de regressão linear ou de regressão exponencial, a estes dados, pelo método dos mínimos quadrados. De acordo com a escolha do tipo de função ajustada aos dados, são extrapolados os valores da população ao longo do horizonte de projecto, ficando os resultados destas estimativas disponíveis numericamente, em tabela, ou graficamente, tal como apresentado na figura 3.

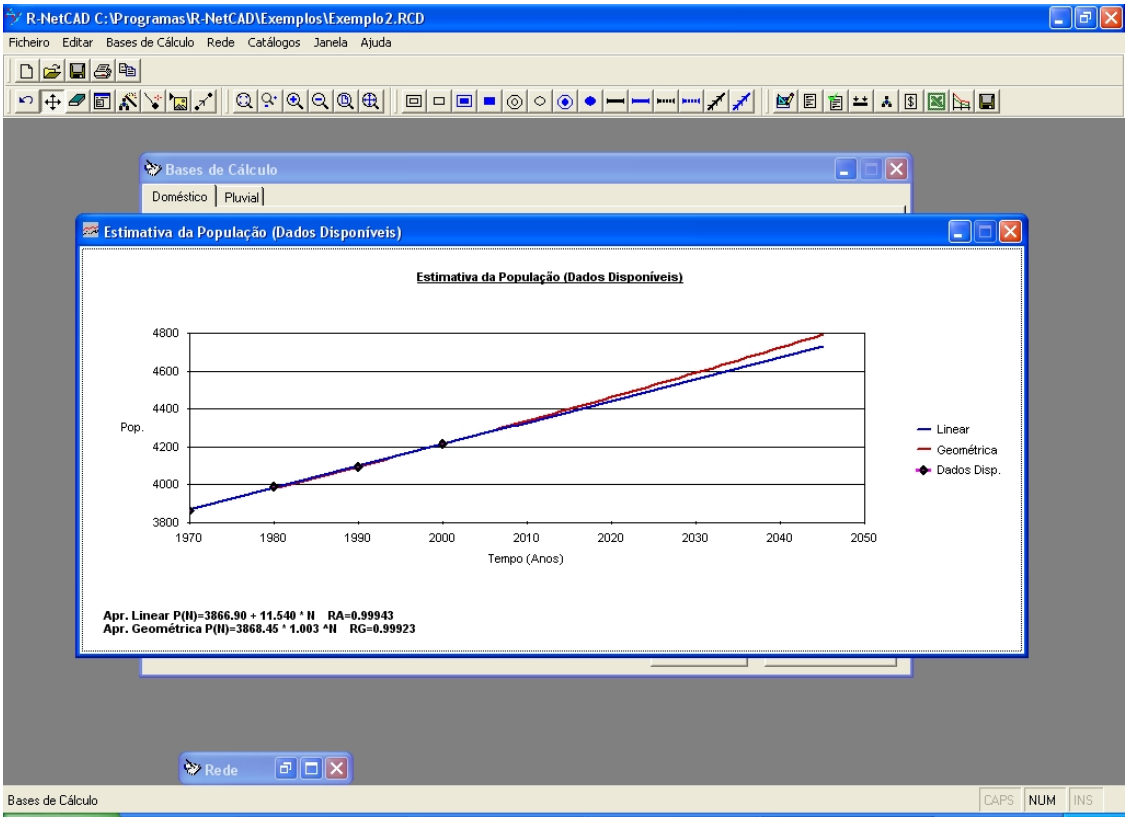


Figura 3 – Evoluções conhecida e estimada da população ao longo do horizonte do projecto.

Por outro lado, a selecção dos parâmetros necessários para a avaliação dos caudais de drenagem de águas pluviais é feita através da activação do botão funcional disponível para o efeito, que faz surgir um quadro que, entre outra informação, contém um mapa de Portugal e Regiões Autónomas, ilustrativo das diferentes regiões pluviométricas, de acordo com o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPPDADAR), (figura 4). Os valores tacitamente assumidos para o tempo de entrada nos colectores e para o tempo de retorno são, respectivamente, de 10 minutos e de 10 anos, podendo obviamente ser alterados.

Daqui resultam os valores adoptados para os parâmetros das curvas de Intensidade-Duração-Frequência (I-D-F) que vão ser processados pelo motor de cálculo. No entanto os valores dos parâmetros das curvas são editáveis.

2.2. Rede

O bloco ***rede*** permite, **separadamente**, modelizar o comportamento de redes de drenagem de efluentes domésticos e de efluentes pluviais, visando quer o respectivo

dimensionamento, quer a avaliação de desempenho e, portanto, aplicável a sistemas projectados, bem como a sistemas existentes. Particular atenção foi prestada ao editor gráfico de rede, por forma a permitir a edição gráfica conjunta de uma rede doméstica e outra pluvial, embora com recurso a cálculos independentes dos respectivos parâmetros hidráulicos.

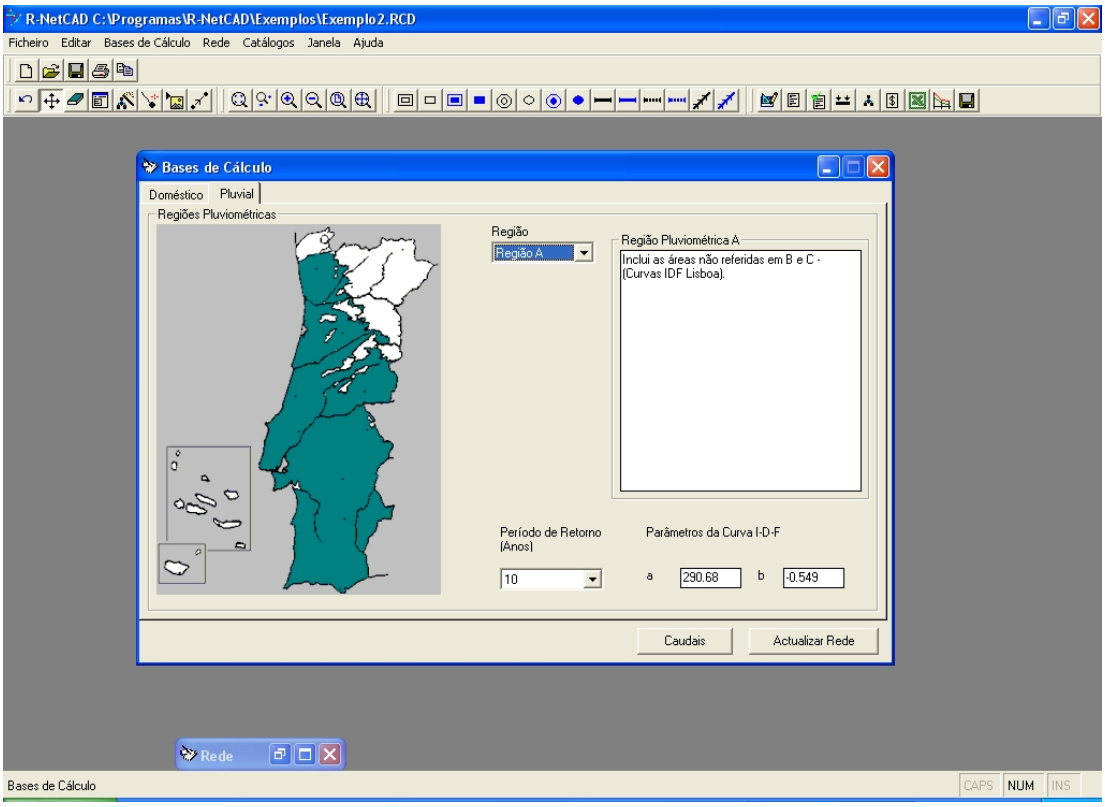


Figura 4 – Selecção dos parâmetros das curvas I-D-F.

O dimensionamento hidráulico-sanitário dos sistemas de drenagem de águas residuais foi programado com base em critérios de dois tipos. Assim, por um lado, a equação de Manning-Strickler foi adoptada como método de análise do comportamento hidráulico dos sistemas de drenagem. Por outro lado, os outros factores decorreram das imposições regulamentares: (i) diâmetro mínimo de 200 mm, por forma a evitar obstruções, (ii) velocidade máxima de escoamento, para evitar a erosão de colectores, câmaras de visita ou outros órgãos dos sistemas de drenagem, de 3 m/s e de 5 m/s em caso de colectores separativos domésticos e separativos pluviais ou unitários, respectivamente, (iii) velocidade mínima, por forma a garantir condições de auto-limpeza, de 0,6 m/s e 0,9 m/s em colectores separativos domésticos e separativos pluviais ou unitários, respectivamente, (iv) altura máxima da lâmina líquida, para garantir boa ventilação de colectores de escoamento de águas residuais domésticas e industriais, de 0,5 do diâmetro do colector para diâmetros até 500 mm e 0,75 para diâmetros superiores a este valor, (v) inclinação máxima de 15%, sem recurso a dispositivos especiais de ancoragem, com o objectivo de evitar o escorregamento de colectores e a abertura de juntas de ligação, e (vi) inclinação mínima de 0,3%, no sentido de evitar a imobilidade ou, mesmo, a reversão do fluxo em colectores, por assentamento. As figuras 5 e 6 ilustram janelas de relacionamento interactivo com o objectivo de introduzir as restrições, sejam regulamentares, sejam de imposição de comportamento hidráulico-sanitário dos sistemas de drenagem, sejam ainda de tolerâncias.

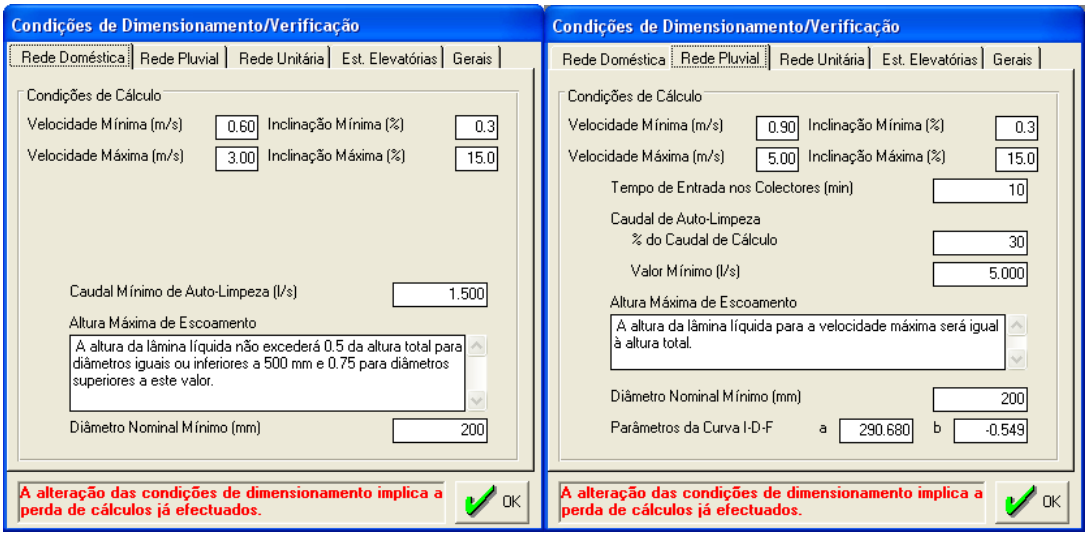


Figura 5 – Restrições regulamentares ou de comportamento hidráulico-sanitário.

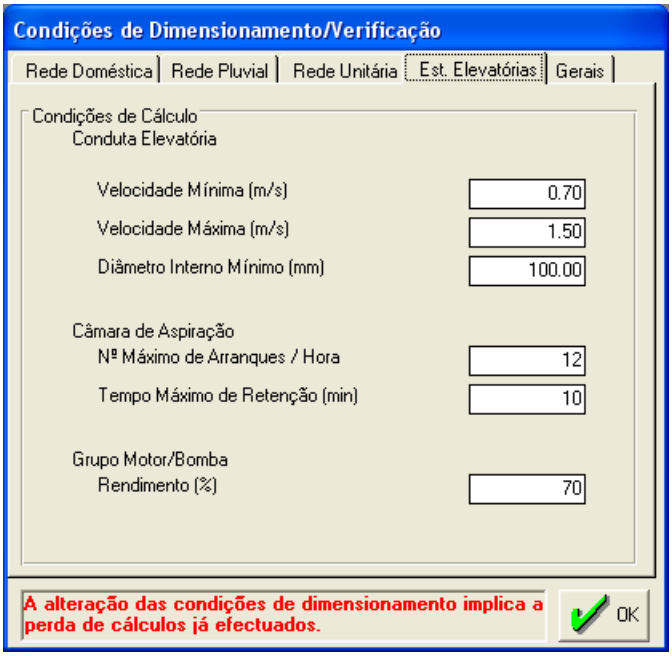


Figura 6 – Restrições de comportamento hidráulico de estações elevatórias.

As imposições regulamentares e a equação de Manning-Strickler conduzem à resolução do seguinte conjunto de inequações que definem por si só o menor valor de diâmetro que possibilita respeitar todas as imposições regulamentares:

$$\theta = 2 \arccos(1 - 2a) \tag{1}$$

$$D \geq \sqrt{\frac{8 Q_{máx}}{V_{máx}(\theta - \sin\theta)}} \tag{2}$$

$$D \geq \left(\frac{20.159 Q_{máx}}{K_s \sqrt{i_{máxc}}}\right)^{3/8} \frac{\theta^{1/4}}{(\theta - \sin\theta)^{5/8}} \tag{3}$$

$$D \geq D_{mínc} \tag{4}$$

Após se ter definido o diâmetro a utilizar, com base nos critérios de dimensionamento regulamentares, pode estabelecer-se um intervalo de inclinações cuja implementação permitirá verificar automaticamente os critérios referidos. Assim sendo, com o critério de altura máxima da lâmina líquida pode estabelecer-se uma condição de inclinação mínima:

$$i_{mính} = \left[\frac{20.159\, Q_{máx}}{K_s\, D^{8/3}} \; \frac{\theta^{2/3}}{(\theta - \sin\theta)^{5/3}} \right]^2 \tag{5}$$

em que: $\theta = 2 \arccos(1 - 2a)$

Por sua vez, o critério de velocidade mínima permite estabelecer outra condição de inclinação mínima:

$$i_{mínv} = \left[\frac{20.159\, Q_{al}}{K_s\, D^{8/3}} \; \frac{\theta^{2/3}}{(\theta - \sin\theta)^{5/3}} \right]^2 \tag{6}$$

em que: $(\theta - \sin\theta) = \dfrac{8\, Q_{al}}{D^2\, V_{mín}}$

Por último, o critério de velocidade máxima impõe uma condição de inclinação máxima:

$$i_{máxv} = \left[\frac{20.159\, Q_{máx}}{K_s\, D^{8/3}} \; \frac{\theta^{2/3}}{(\theta - \sin\theta)^{5/3}} \right]^2 \tag{7}$$

em que: $(\theta - \sin\theta) = \dfrac{8\, Q_{máx}}{D^2\, V_{máx}}$

Com base nestas condições, pode definir-se a inclinação mínima a que o colector de diâmetro D poderá ser colocado:

$$i_{mín} = \mathit{Máx}\,(i_{mính};\; i_{mínv};\; i_{mínc}) \tag{8}$$

bem como a inclinação máxima:

$$i_{máx} = \mathit{Mín}\,(i_{máxv};\; i_{máxc}) \tag{9}$$

Desde que se adopte para os colectores uma inclinação que cumpra a condição:

$$i_{máx} = \mathit{Mín}\,(i_{máxv};\; i_{máxc}) \tag{10}$$

temos a garantia de que todos os critérios regulamentares são cumpridos.

A figura 7 ilustra já, também, a utilização do editor gráfico de rede no dimensionamento de um colector.

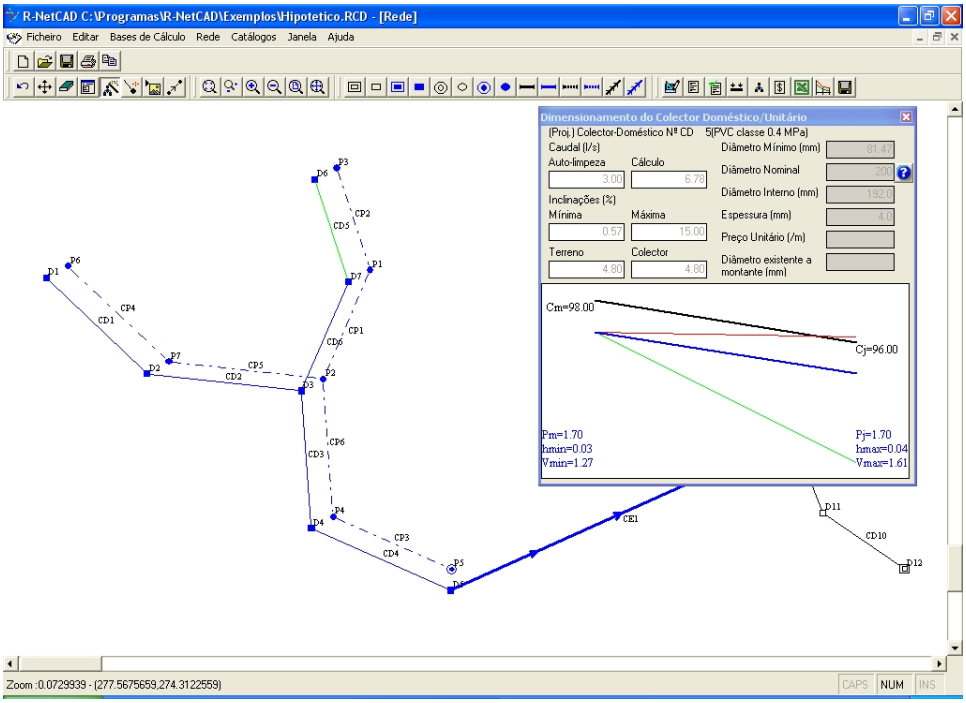


Figura 7 – Janela de dimensionamento de um troço de um colector doméstico.

No respeitante à determinação de caudais das redes separativas domésticas, são considerados os três possíveis contributos: (i) caudal de águas residuais domésticas, (ii) caudal de águas residuais industriais, e (iii) caudal de infiltração. Já no que toca à determinação dos caudais em redes separativas pluviais, há que considerar três parâmetros fundamentais: (i) a área a drenar, (ii) a intensidade das chuvas, que é deduzida a partir de dados pluviométricos e da frequência das chuvadas intensas, e (iii) o coeficiente de escoamento ou de enxurro.

A determinação do caudal de água da chuva numa rede de esgotos apresenta, sempre, alguma dificuldade, ainda que sejam bem conhecidos os elementos característicos da bacia servida, assim como os dados históricos sobre chuvadas caídas nessa zona. De facto, uma grande multiplicidade de parâmetros influencia a determinação do valor do caudal, quer respeitantes ao terreno e ao sistema de drenagem (rugosidade, permeabilidade, forma, extensão, pendente, vegetação, imbebição inicial do solo, taxa de impermeabilização do solo por construção), quer relativas às características próprias de cada chuvada (intensidade, duração, variação de intensidade no tempo e no espaço). No sentido de superar estas dificuldades, seleccionou-se o método racional para efectuar o cálculo do caudal Q:

$$Q = C.\ I.\ A \qquad (11)$$

Deste modo, os muitos factores que dificultam a determinação do caudal escoado encontram-se integrados num único factor de redução C; esta enorme facilidade é, contudo, compensada pela limitação do domínio de aplicabilidade desta fórmula a áreas inferiores a 15 km^2. A intensidade I representa a média durante a chuvada crítica, e A é a área da bacia drenada.

O sucesso na aplicação do método racional depende dos critérios utilizados para definir os valores de C e de I. Na prática, o primeiro passo consiste na implantação de colectores sobre a planta da localidade, após o que se divide a zona a drenar em sub-zonas tributárias, e se consideram diversos pontos de concentração ao longo dos colectores principais. O segundo passo consiste na selecção do tempo de recorrência, isto é, da frequência das chuvadas para a qual se deve fazer a previsão, em relação à qual se procede à determinação da intensidade I da chuvada para uma duração da chuvada igual ao tempo de concentração da bacia (tempo que uma gota de água que, tendo caído no ponto cinematicamente mais afastado, gasta a chegar à secção do colector). Finalmente, o terceiro passo consiste na determinação da porção da chuvada que chega à secção em estudo, isto é, do coeficiente de redução ou de escoamento C. Este é definido como sendo a relação entre a quantidade de água que atinge o colector e a quantidade de água precipitada ou, também, como a relação entre a área que, efectivamente, contribui para a secção em estudo e a área total correspondente a essa secção. Deste modo, se a área considerada é constituída por superfícies de naturezas diversas, podemos fazer uma média ponderada dos valores anteriormente indicados:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^{N} S_i . C_i}{\sum_{i=1}^{N} S_i} \qquad (12)$$

onde

S_i – superfície da área A_i
C_i – coeficiente de escoamento da área A_i
C – coeficiente de escoamento ponderado.

No conhecimento dos métodos que fundamentam os cálculos, ilustram-se, em seguida, as situações operacionais mais relevantes. Assim, as figuras 8 e 9 consistem em janelas de relacionamento interactivo com o objectivo de caracterizar os colectores domésticos e pluviais, respectivamente, em ligação com as caixas de visita, onde, também, se ilustra a utilização do editor gráfico de rede na produção de diagramas de planta e de perfil.

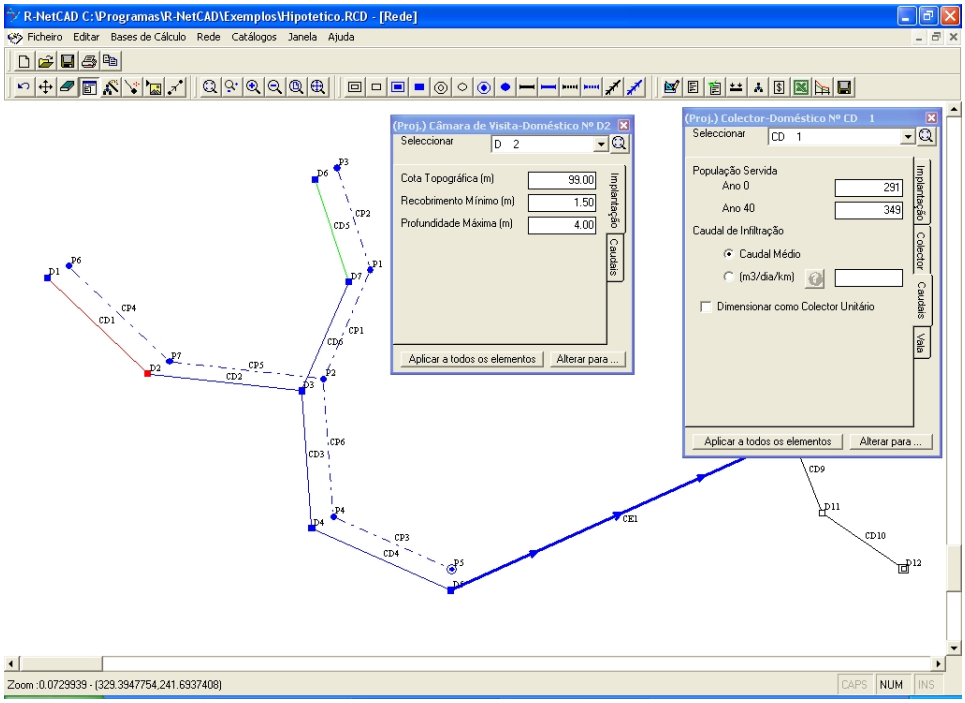


Figura 8 – Caracterização de sistemas domésticos.

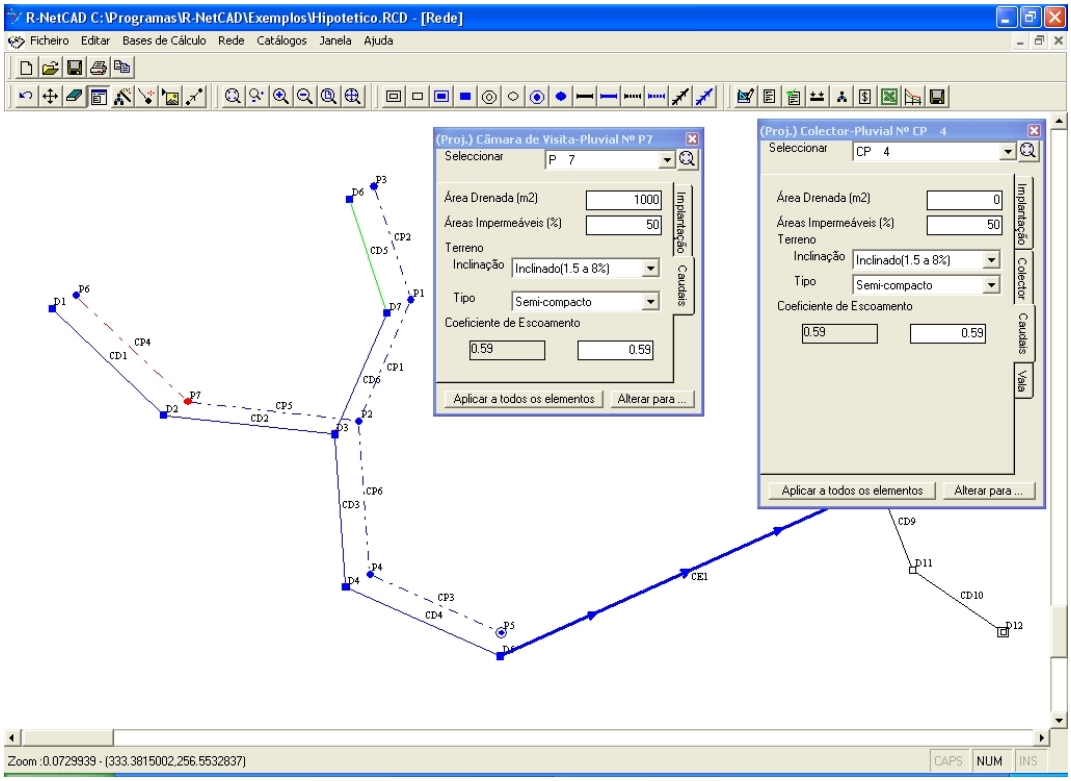


Figura 9 – Caracterização de sistemas pluviais.

As figuras 10 e 11 ilustram, respectivamente, a janela de parametrização do perfil longitudinal de um colector, e o respectivo diagrama esquemático.

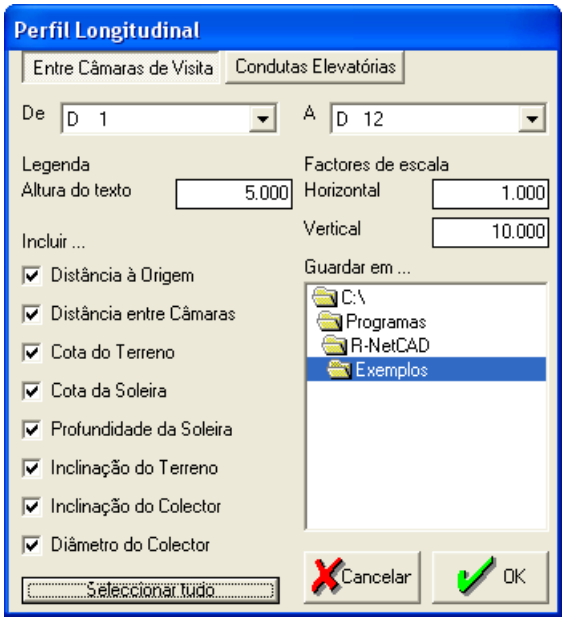


Figura 10 – Quadro de selecção de perfil longitudinal de um colector.

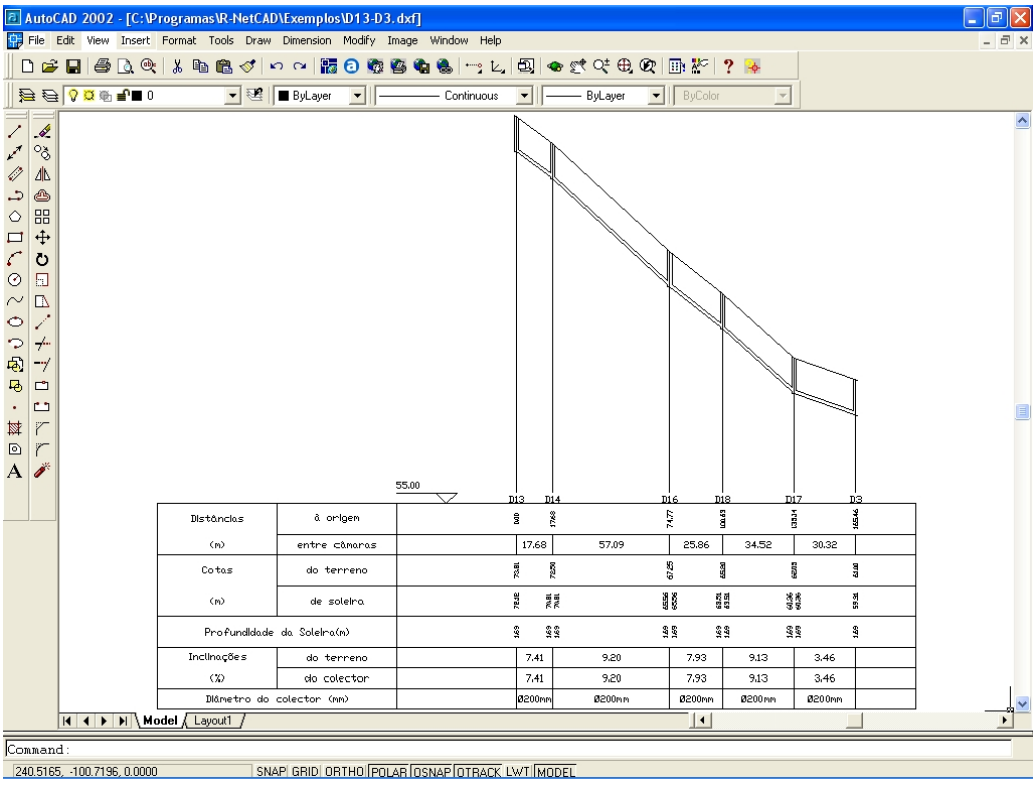


Figura 11 – Diagrama do perfil longitudinal de um colector.

A figura 12 mostra o aspecto típico de um relatório do dimensionamento de colectores numa rede doméstica.

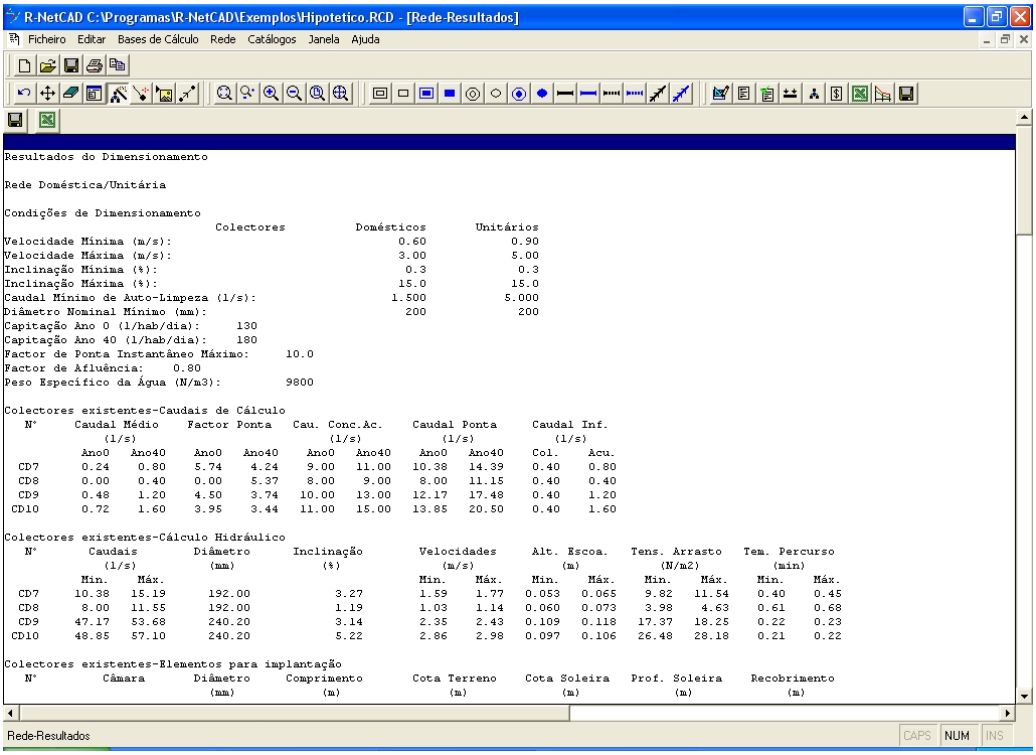


Figura 12 – Relatório do dimensionamento de colectores numa rede doméstica.

Nas figuras 13 e 14 são, ainda, ilustradas outras características do programa, nomeadamente o estudo de grupos motor/bomba, de condutas elevatórias de águas residuais, determinação da capacidade das respectivas câmaras de aspiração e análise simplificada do choque hidráulico, utilizando a metodologia simplificada de Allievi-Michaud.

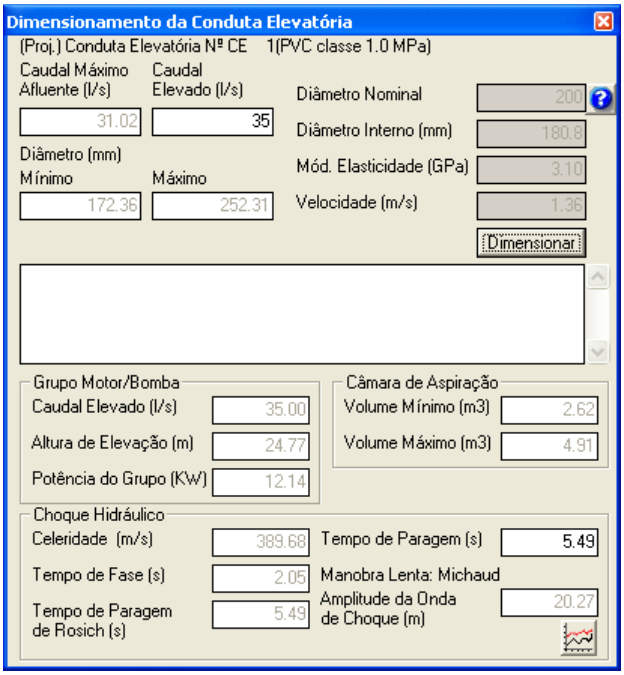


Figura 13 – Dimensionamento de uma conduta elevatória de uma rede doméstica.

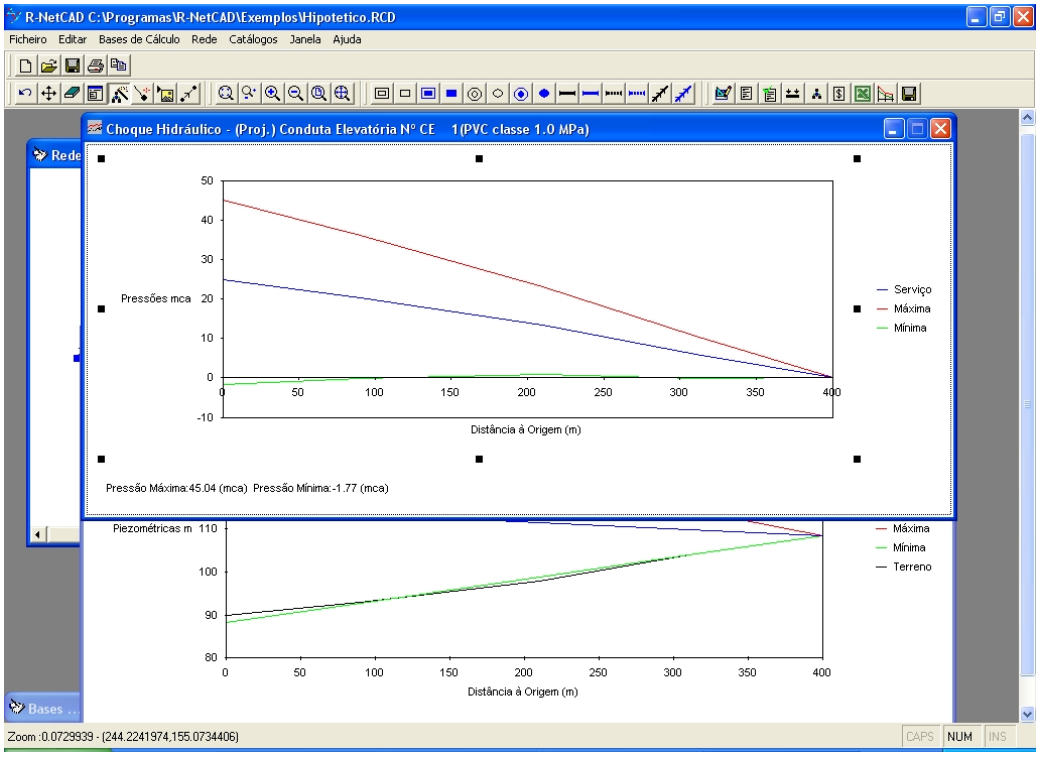


Figura 14 – Dimensionamento de uma conduta elevatória de uma rede doméstica.

Finalmente, a figura 15 ilustra a capacidade que, evolutivamente, este *software* já permite de representar as plantas das redes sobre um mapa urbano "importado" em formato dxf.

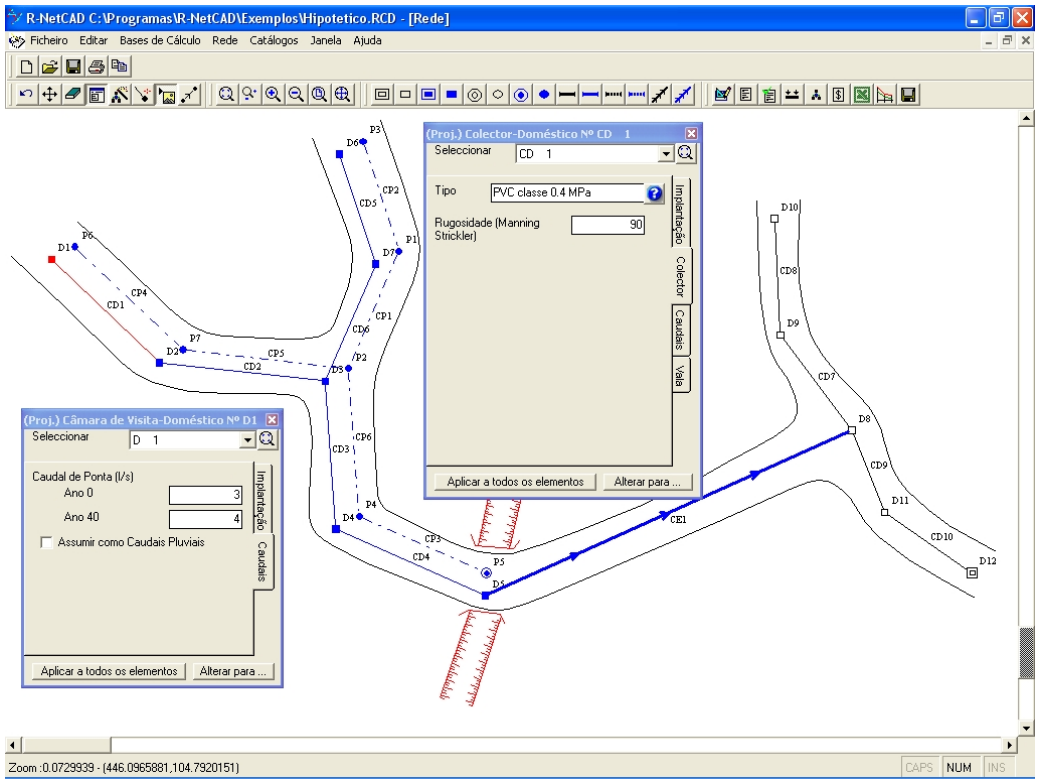


Figura 15 – Mapa de rede doméstica sobre planta topográfica.

3. CONCLUSÃO

O sistema R-*Net*CAD constitui uma ferramenta poderosa de apoio às funções de planeamento, projecto e de análise de redes urbanas de drenagem de águas residuais. Tendo sido desenvolvido no quadro de uma família de produtos de CAD/CAE, exibe as vantagens daí decorrentes de fiabilidade, versatilidade e facilidade operacional. Por outro lado, em resultado da fácil e intuitiva forma de exploração que decorre da sua elaborada interface humana gráfica, e da cuidada coerência de resultados ao nível do motor de cálculo, este conjunto de ferramentas apresenta um potencial de função formativa que poderá ser utilizado em escolas de Engenharia Civil.

REFERÊNCIAS

CARDOSO, FRANCISCO J. A.; FRANCISCO, FRANCISCO F. – "*Net*CAD/*Net*MAP: uma Abordagem Estruturada de Sistemas de Planeamento e Projecto Assistidos por Computador de Redes de Serviços Públicos", in *Actas 3º SILUSBA - Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*, Maputo (Moçambique), 1997.

SÁ MARQUES, J. ALFEU A.; CARDOSO, FRANCISCO J. A.; SOUSA, JOAQUIM J. O.; FRANCISCO, FRANCISCO F. – "H-*Net*CAD: um Sistema de Projecto Assistido por Computador de Redes Urbanas de Abastecimento de Água", in *Actas 3º SILUSBA - Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*, Maputo (Moçambique), 1997.

SÁ MARQUES, J. ALFEU A.; CARDOSO, FRANCISCO J. A.; SOUSA, JOAQUIM J. O.; FRANCISCO, FRANCISCO F. – "H-*Net*CAD: Dynamic Modelling in the Computer Aided Design of Water Supply Networks", in *Proc. EPMESC VII – International Conference on Enhancement and promotion of Computational Methods in Engineering and Science*, Macao, 1999, pp. 923-932.

SÁ MARQUES, J. ALFEU A., CARDOSO, FRANCISCO J. A., SOUSA, JOAQUIM J. O., FRANCISCO, FRANCISCO F. – *H-NetCAD – Sistemas Urbanos de Abastecimento de Água*, Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra (Portugal), 2000.

MODELAÇÃO COMPUTACIONAL DE ESCOAMENTOS RÁPIDOS EM CANAIS COM TRANSIÇÕES LINEARES – VALIDAÇÃO COM RESULTADOS CLÁSSICOS E EXPERIMENTAIS

Paulo Lopes Gameiro[1]
António Bento Franco[2]
António Betâmio de Almeida[3]

[1] Engenheiro Civil, Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos, Engenheiro Projectista da GIBB Portugal
[2] Engenheiro Civil, Professor Auxiliar do Instituto Superior Técnico, Consultor da GIBB Portugal
[3] Engenheiro Civil, Professor Catedrático do Instituto Superior Técnico

RESUMO

Apresentam-se os fundamentos teóricos e as equações de base de um modelo computacional desenvolvido para simulação de escoamentos rápidos em transições, modelo DESCC, bem como as simplificações consideradas e os limites de aplicabilidade.

São apresentados resultados do modelo computacional e comparados com soluções clássicas e com resultados experimentais, com o objectivo de proceder à validação do modelo e, avaliar da sua capacidade de modelação e aplicabilidade a casos práticos de engenharia.

Para a validação com ensaios experimentais, foi criada uma instalação experimental no Laboratório de Hidráulica do Instituto Superior Técnico, sendo apresentados os resultados de um dos ensaios efectuado e sua comparação com o modelo computacional.

Palavras Chave: Descarregador de Cheias em Canal, Escoamentos Transcríticos, Ondas Cruzadas, Ondas de Frente Abrupta, Modelos Computacionais Bidimensionais, Método de MacCormack TVD

1. INTRODUÇÃO

Na natureza ou em canais artificiais, os escoamentos permanentes com elevado número de Froude exibem propriedades específicas, em especial no que diz respeito à respectiva superfície livre. Com efeito, o comportamento do escoamento, face a singularidades espaciais ou a condições de fronteira não uniformes, é particularmente complexo atendendo a que a compatibilização hidrocinemática é realizada por perturbações na superfície livre, nomeadamente através de ondas estacionárias oblíquas à direcção principal do escoamento. Estas ondas, usualmente designadas por, *ondas cruzadas* no domínio das estruturas hidráulicas, podem provocar sobrelevações significativas junto às fronteiras do escoamento e distribuições de velocidades e de caudal diferentes das pretendidas. Este problema é particularmente importante na concepção e dimensionamento de canais descarregadores de cheias e em outras obras hidráulicas onde seja necessário determinar com rigor as alturas máximas atingidas.

As dificuldades existentes na análise deste tipo de escoamento, decorrentes da potencial formação de múltiplas perturbações, resultantes de reflexões e transmissões de ondas estacionárias, constituem um obstáculo à adopção, a nível de projecto, de soluções não convencionais e, porventura, mais económicas.

O modelo computacional desenvolvido, modelo DESCC, é um modelo bidimensional baseado nas equações de Saint-Venant e no método numérico de MacCormack TVD (Franco, 1996). Neste artigo são apresentados resultados de simulações efectuadas com o objectivo de validar o modelo desenvolvido através da comparação com uma solução clássica e com um resultado de modelo experimental. Uma descrição mais pormenorizada do modelo, bem como, comparação com outras soluções clássicas e resultados experimentais.

2. MODELO MATEMÁTICO E COMPUTACIONAL

2.1 - Equações de Saint-Venant

As equações utilizadas no modelo computacional são as equações de Saint-Venant escritas na forma da conservação (Richtmyer e Morton, 1967), adoptando as variáveis do escoamento $W = (h, uh, vh)^T$, onde h é a altura do escoamento, u é a componente da velocidade na direcção x, e v é a componente da velocidade na direcção y (Abbott, 1979):

$$W_t + E_x + F_y + S = 0 \tag{1}$$

Na equação (1) os índices t, x, e y indicam, respectivamente, as derivadas parciais em ordem ao tempo e às direcções x e y, e

$$E = \begin{bmatrix} u\,h \\ u^2 h + \frac{1}{2} g\, h^2 \\ u\,v\,h \end{bmatrix}, \quad F = \begin{bmatrix} v\,h \\ u\,v\,h \\ v^2 h + \frac{1}{2} g\, h^2 \end{bmatrix}, \quad S = \begin{bmatrix} 0 \\ -g\,h(i_x - J_x) \\ -g\,h(i_y - J_y) \end{bmatrix} \tag{2}$$

onde,

g - aceleração da gravidade;

i_x e i_y - declives do fundo nas direcções x e y, respectivamente;

J_x e J_y - perdas de carga unitária nas direcções x e y, respectivamente.

As perdas de carga unitárias nas direcções x e y são calculadas, admitindo-se a hipótese do regime uniforme tangente, através da fórmula empírica de Manning-Strickler:

$$J_x = \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{K^2 h^{1,33}} \tag{3a}$$

$$J_y = \frac{v\sqrt{u^2 + v^2}}{K^2 h^{1,33}} \tag{3b}$$

em que K é o coeficiente de Manning-Strickler.
Mantendo as condições de fronteira adequadas à solução do problema invariáveis no tempo, a resolução do sistema (1) permitirá a obtenção de soluções convergentes em regime permanente.

2.2 - Método numérico de MacCormack TVD

2.2.1 - Descrição do método

Para a resolução do sistema (1), o método de MacCormack foi aplicado no modelo bidimensional desenvolvido seguindo a metodologia empregue por Fennema (1985) e Fennema e Chaudhry (1990), de acordo com o seguinte conjunto de algoritmos:

- Algoritmo de previsão (diferenças regressivas):

$$\tilde{W}_{i,j}^{n+1} = W_{i,j}^{n} - \frac{\Delta t}{\Delta x}\left(E_{i,j}^{n} - E_{i-1,j}^{n}\right) - \frac{\Delta t}{\Delta y}\left(F_{i,j}^{n} - F_{i,j-1}^{n}\right) - \Delta t\, S_{i,j}^{n} \tag{4}$$

válido para $\begin{cases} 2 \le i \le N \\ 2 \le j \le M \end{cases}$

- Algoritmo de correcção (diferenças progressivas):

$$\tilde{\tilde{W}}_{i,j}^{n+1} = W_{i,j}^{n} - \frac{\Delta t}{\Delta x}\left(\tilde{E}_{i,j+1}^{n+1} - \tilde{E}_{i,j}^{n+1}\right) - \frac{\Delta t}{\Delta y}\left(\tilde{F}_{i+1,j}^{n+1} - \tilde{F}_{i,j}^{n+1}\right) - \Delta t\, \tilde{S}_{i,j}^{n+1} \tag{5}$$

válido para $\begin{cases} 2 \le i \le N \\ 2 \le j \le M \end{cases}$

No final de cada passo de cálculo obtém-se,

$$W_{i,j}^{n+1} = \frac{1}{2}\left(\tilde{W}_{i,j}^{n+1} + \tilde{\tilde{W}}_{i,j}^{n+1}\right) \tag{6}$$

Nas equações atrás apresentadas, N e M são, respectivamente, o número de intervalos de cálculo espaciais na direcção x e y.
Os valores das variáveis do escoamento são calculados através do vector **W** no final de cada passo de cálculo:

$$h^{n+1} = h^{n+1} \tag{7}$$

$$u^{n+1} = \frac{(uh)^{n+1}}{h^{n+1}} \tag{8}$$

$$v^{n+1} = \frac{(vh)^{n+1}}{h^{n+1}} \tag{9}$$

A estabilidade do esquema numérico é determinada pela condição de Courant-Friedrichs-Lewy (C.F.L.) que, para escoamentos bidimensionais, segundo Dammuller, Bhallamudi e Chaudhry (1992), citando Roache (1972), pode ser dada por:

$$C_n = \frac{\left(\sqrt{u^2 v^2} + \sqrt{gh}\right)\Delta t}{\Delta x\ \Delta y}\sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \le 1 \tag{10}$$

No presente caso admitiu-se C_n igual a 0,8, fazendo variar Δt em cada passo de cálculo.

Devido à truncatura dos termos de terceira ordem, o método de MacCormack conduz a soluções com oscilações junto das descontinuidades, sem justificação física e comum aos métodos de segunda ordem, as quais podem dar origem a instabilidades com a consequente interrupção do processo de cálculo.

2.2.2 - Método MacCormack TVD

Para resolver os problemas numéricos referidos anteriormente, investigadores na área da mecânica dos gases desenvolveram os designados métodos de alta resolução ("High Resolution Methods") que têm, entre outras, as seguintes características gerais (Leveque, 1990):

- resolução correcta da descontinuidade sem provocar adoçamentos excessivos;
- ausência de oscilações espúrias;
- uma condição de entropia que permita garantir a convergência para a solução fraca que seja correcta sob o ponto de vista físico.

Os métodos designados Métodos de Variação Total Decrescente (TVD - "Total Variation Diminishing Methods") têm propriedades características dos métodos de alta resolução.

No modelo DESCC, é seguida a metodologia proposta por Franco (1996), que se baseou no trabalho desenvolvido por Alcrudo (1992).

A introdução do esquema TVD conduz à adição de dois termos adicionais de correcção na equação (6):

$$W_{i,j}^{n+1} = \underbrace{\frac{1}{2}\left(\tilde{W}_{i,j}^{n+1} + \tilde{\tilde{W}}_{i,j}^{n+1}\right)}_{\text{equação(6)}} + \frac{\Delta t}{\Delta x}\left(D_{i+1/2,j}^{n} - D_{i-1/2,j}^{n}\right) + \frac{\Delta t}{\Delta y}\left(D_{i,j+1/2}^{n} - D_{i,j-1/2}^{n}\right) \tag{11}$$

As expressões para o cálculo dos vectores **D**, nas quais estão presentes os termos referentes ao limitador de fluxo e ao coeficiente de correcção de entropia estão apresentadas em Franco (1996) e Gameiro (1997).

2.3 - Condições iniciais

A resolução numérica das equações do regime variável exige o conhecimento das condições iniciais, ou seja, o valor das variáveis dependentes em cada ponto da malha de cálculo (e.g, h, u e v), no instante inicial da simulação.

No modelo numérico desenvolvido foi adoptado para a condição inicial caudal constante no trecho a simular, calculando-se a curva de regolfo para a altura de água especificada na fronteira de montante.

2.4 - Condições de fronteira

No modelo DESCC são modelados dois tipos de fronteiras:

- fronteiras fechadas ou paredes sólidas;

- fronteiras abertas.

Nas fronteiras fechadas a velocidade normal à parede é anulada permitindo-se a existência de velocidade tangencial.

Nas fronteiras abertas, nos escoamentos em regime rápido, é necessário especificar três condições de fronteira a montante para modelos 2D e nenhuma condição a jusante.

No presente caso, para as fronteiras sólidas (paredes) adoptou-se o esquema de reflexão antissimétrica proposto por Fennema (1985), admitindo a condição de não aderência ("free-slip boundary"), podendo este tipo de modelação ser englobado na categoria de reflexão ou pontos imagem. Neste tipo de fronteira, a componente da velocidade paralela à parede não é anulada, só o sendo a componente normal. Nestas condições, a fronteira representa um plano de simetria do escoamento.

Com este tipo de condição fronteira, na qual são definidos pontos fictícios nos pontos da malha de cálculo exteriores ao domínio, o método de MacCormack torna-se aplicável nas fronteiras admitindo-se que a componente da velocidade normal à parede, no ponto fictício, é simétrica à existente no correspondente ponto de imagem no interior do domínio.

3. VALIDAÇÃO E EXPLORAÇÃO DO MODELO

3.1 - Validação com solução clássica - Anulação das ondas cruzadas

O critério de anulação dos efeitos das ondas cruzadas para jusante de uma transição convergente num canal, consiste em fazer coincidir a secção de encontro das ondas reflectidas com as paredes com a secção final da transição. Esta condição, sugerida por Ippen e Dawson (1951), e referida em Henderson (1966), Sturm (1985) e Hager e Bretz (1987), será válida para um determinado número de Froude do escoamento incidente.

Para avaliar a capacidade do modelo computacional, no apoio ao projecto de canais evacuadores de cheia, procedeu-se a um teste de anulação das perturbações para jusante de uma transição convergente linear e simétrica, esquematizada na Figura 1, com uma relação de contracção r = 1/3 e o número de Froude F_r = 4 para o escoamento incidente. Para este valor do número de Froude, a relação gráfica proposta por Sturm (1985) e a expressão proposta por Hager e Bretz (1987) são equivalentes e conduzem ao ângulo de convergência de θ = 14,32º.

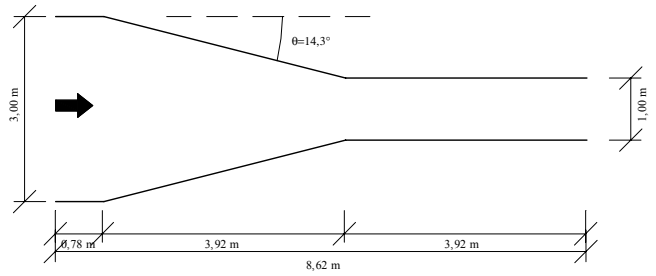


Figura 1 - Anulação das ondas cruzadas a jusante de um convergente simétrico. Esquema do canal simulado (Gameiro, 1997)

A solução clássica para estas condições é a seguinte:

$$\frac{h_2}{h_1}=2{,}193\ ,\ \frac{V_2}{V_1}=0{,}909$$

$$\frac{h_3}{h_2}=1{,}757\ ,\ \frac{V_3}{V_2}=0{,}854$$

em que os índices 1, 2 e 3 se referem, respectivamente, aos valores do escoamento incidente, do escoamento a jusante da frente de onda gerada no início da transição e do escoamento no trecho do canal a jusante da convergência.
Na simulação efectuada, adoptaram-se para as condições do escoamento incidente os seguintes valores para a altura de água e velocidade:

$$h = 0{,}5\ m \quad , \quad V = 8{,}85\ m/s$$

Para a discretização da malha de cálculo, adoptaram-se os trechos de cálculo $\Delta x = 0{,}078$ m e $\Delta y = 0{,}020$ m, a que correspondem 111×151 nós de cálculo.
Na Figura 2 apresentam-se dois perfis longitudinais da superfície livre do escoamento simulado, segundo o eixo e junto da parede. Na mesma figura apresentam-se os resultados da solução clássica de referência.
A solução dada pelo modelo computacional junto das descontinuidades do escoamento é mais suave que a solução clássica, prevendo, no entanto, com grande precisão a altura do escoamento e a localização da descontinuidade.
Nas Figuras 3 e 4, apresentam-se, respectivamente, a superfície do escoamento obtida pelo modelo computacional e o campo de velocidades. Nestas figuras, pode-se observar que para jusante da descontinuidade o escoamento fica praticamente sem perturbações na superfície livre e tem uma distribuição transversal de velocidade muito próxima da uniforme.

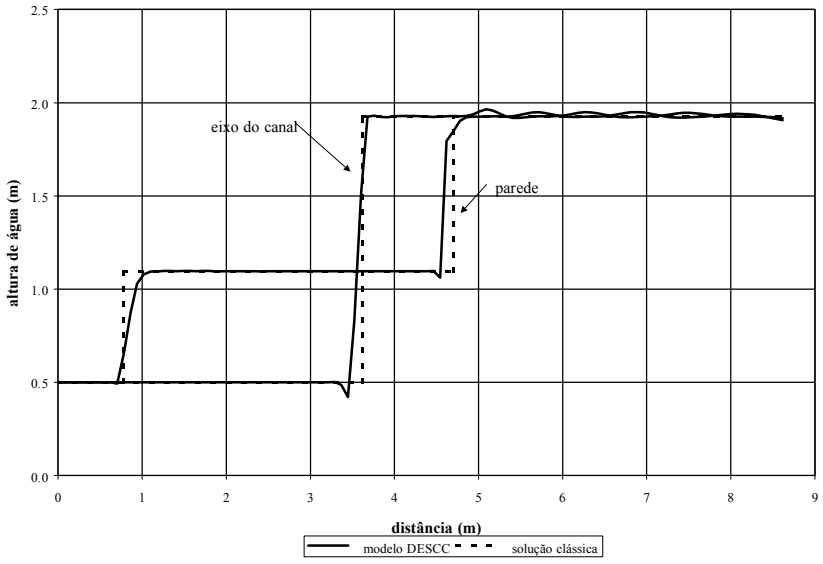


Figura 2 - Anulação das ondas cruzadas a jusante de um convergente simétrico. Perfis longitudinais do escoamento segundo o eixo e junto da parede do canal (Gameiro, 1997)

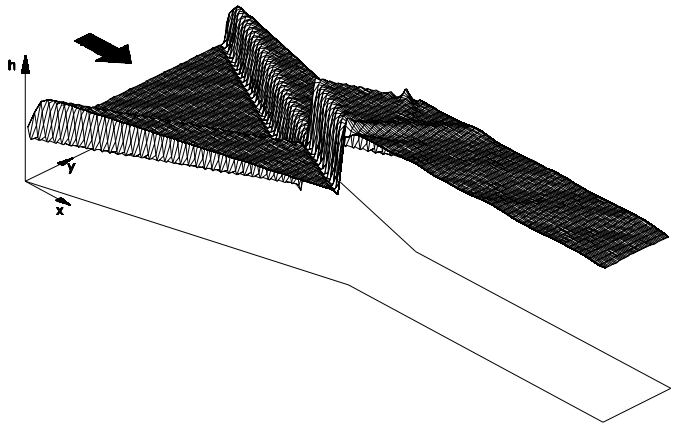


Figura 3 - Anulação das ondas cruzadas a jusante de um convergente simétrico. Superfície livre do escoamento obtida pela simulação computacional, modelo DESCC (Gameiro, 1997)

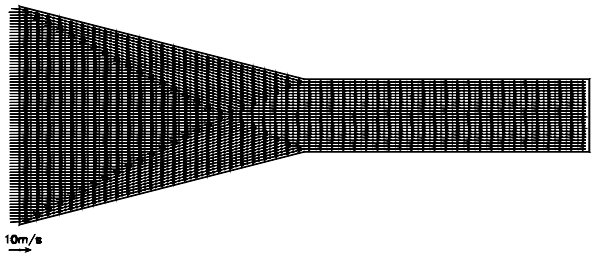


Figura 4 - Anulação das ondas cruzadas a jusante de um convergente simétrico. Campo de velocidades obtido pela simulação computacional, modelo DESCC (Gameiro, 1997)

3.2 - Validação com ensaios experimentais

Para a validação experimental, montou-se uma instalação num canal existente no Laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico.

A instalação experimental é constituída, essencialmente, por um canal com um apoio articulado ao centro e suspenso nas duas extremidades (Figuras 5 e 6), que permite obter inclinações até cerca de 8º e, ainda, inclinações diferentes em cada metade do canal, sendo a alimentação efectuada a partir de um reservatório que é ligado ao canal através de uma tubagem de diâmetro D = 125 mm que termina num pequeno reservatório imediatamente a montante do canal.

O caudal é regulado por intermédio de uma válvula de cunha existente na tubagem de alimentação.

O canal tem um comprimento total de 5,0 m, largura de 0,3 m e as paredes têm de 0,3 m de altura. As paredes do canal, bem como o fundo, são em "perspex".

A jusante do canal o escoamento processa-se em queda livre para um canal de recepção no qual, após elementos colocados para tranquilização do escoamento, existe um descarregador "Bazin" com um hidrómetro a montante para medição do caudal escoado no canal, entrando depois a água no circuito de recirculação do Laboratório.

Para medição das alturas de água no canal foi utilizado um hidrómetro de ponta.

Para simular o convergente, utilizaram-se elementos em PVC colocadas no interior do canal (Figura 7) por forma a constituírem um convergente rectilíneo com o ângulo e comprimento desejados. O convergente estudado consiste na redução da largura do canal de 0,30 m para 0,15 m e tem um comprimento 1,0 m, formando um ângulo de aproximadamente 4º com o eixo do canal.

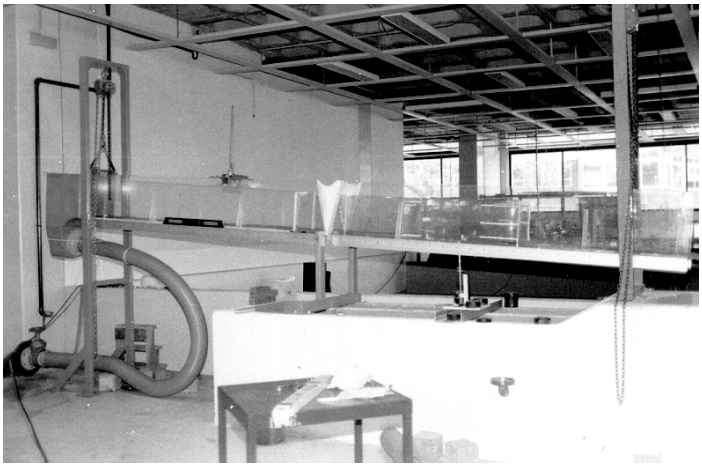


Figura 5 - Vista geral do canal

Dos ensaios realizados, seleccionou-se um, realizado para as seguintes condições:

- Caudal, $Q = 14{,}9\times10^{-3}$ m³/s
- Altura de água a montante, $h_1 = 0{,}020$ m
- Velocidade a montante do convergente, $V_1 = 2{,}48$ m/s
- Froude, $F_r = 5{,}6$

Na simulação computacional considerou-se o início do trecho de canal a simular a uma distância de $4 \times \Delta x$ a montante do início do convergente (Figura 8), tendo o trecho a simular uma extensão total de cerca de 3,11 m. Para a discretização computacional, considerou-se uma malha de cálculo com 47×61 nós de cálculo, respectivamente, para as direcções x e y, a que corresponde trechos de cálculo de $\Delta x = 0{,}0676$ m e $\Delta y = 0{,}005$ m.

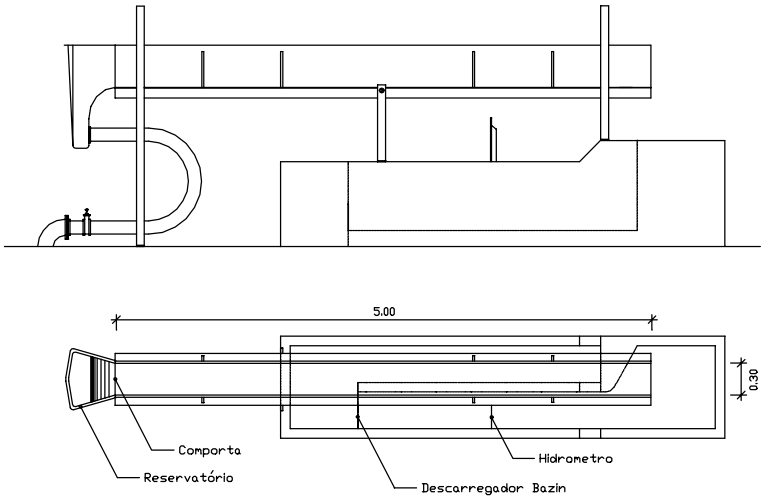


Figura 6 - Esquema do canal

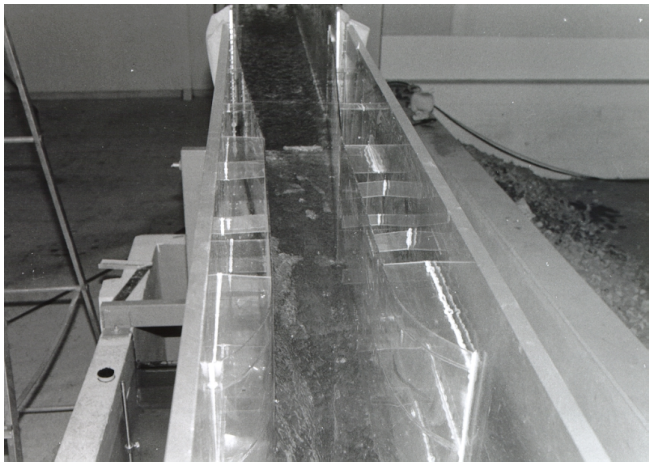
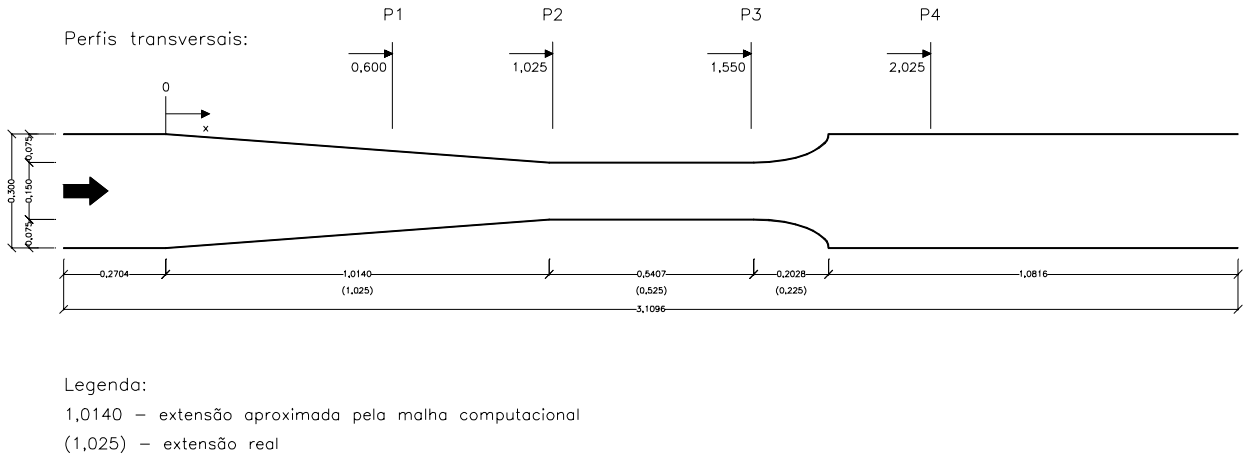


Figura 7 - Canal experimental - Pormenor do convergente



Legenda:
1,0140 – extensão aproximada pela malha computacional
(1,025) – extensão real

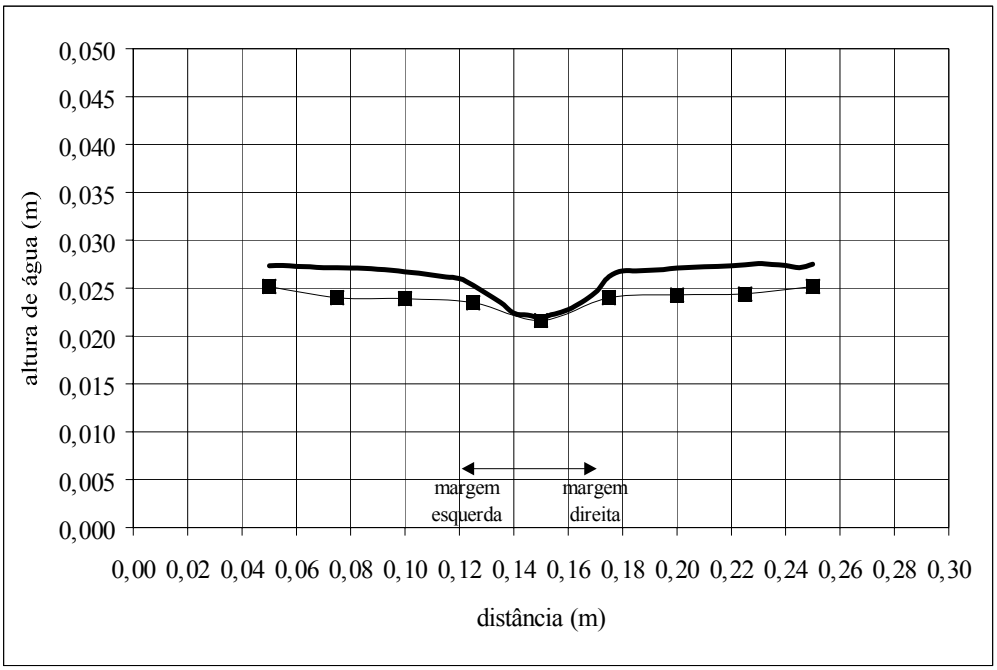
Figura 8 -Definição esquemática do domínio a simular

Para a caracterização dos resultados experimentais, efectuou-se o levantamento de quatro perfis transversais, em secções consideradas relevantes, sendo apresentada nas Figuras 9 e 10 a sua comparação com os resultados obtidos com o modelo computacional desenvolvido.

Durante a realização do ensaio experimental, foi ainda levantado um perfil longitudinal do escoamento ao longo de uma das paredes, sendo este apresentado na Figura 11, apresentando-se também o resultado do modelo computacional.

Finalmente, na Figura 12 apresenta-se uma representação tridimensional da superfície do escoamento e na Figura 13 uma representação vectorial do campo de velocidades como

resultado do modelo computacional. Na Figura 12 utilizou-se uma sobreelevação de 2,5 vezes na altura do escoamento relativamente às dimensões em planta, para uma melhor visualização das ondas cruzadas.



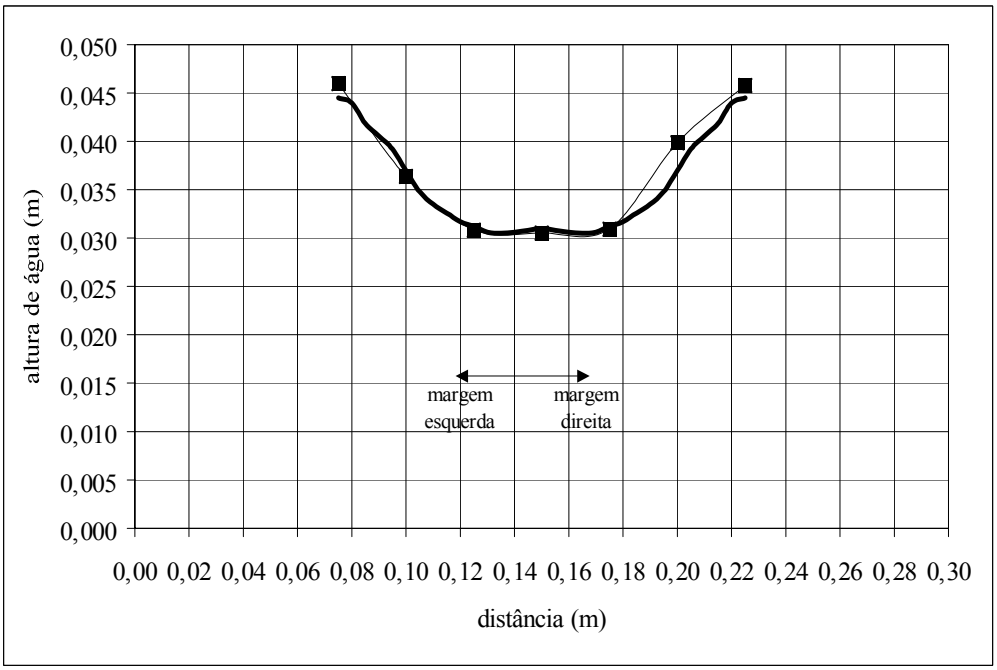
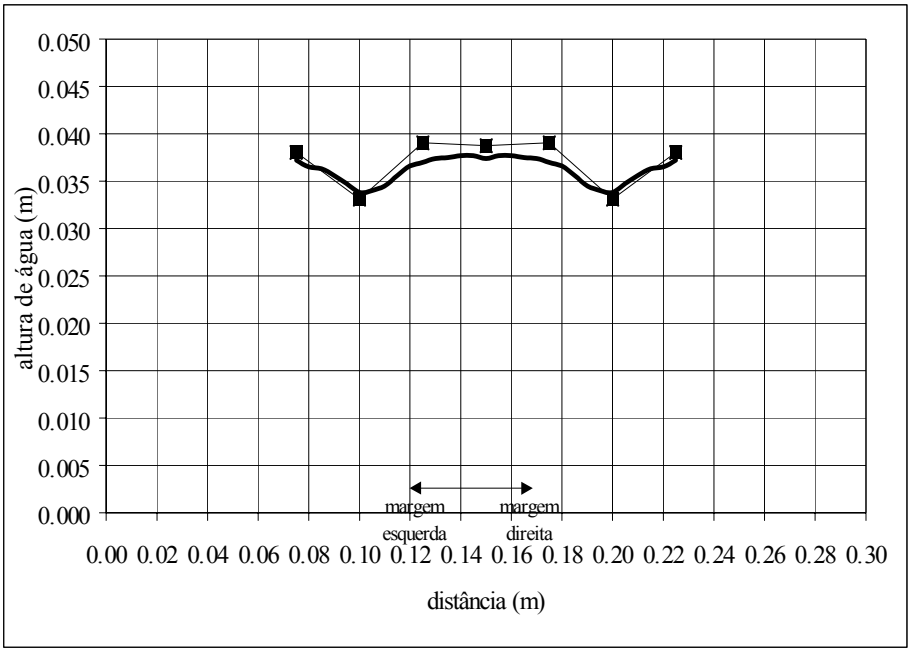


Figura 9 - Ensaio: Perfis transversais do escoamento - comparação de resultados (Gameiro, 1997)
a) distância ao início do convergente de 0,6 m
b) distância ao início do convergente de 1,025 m



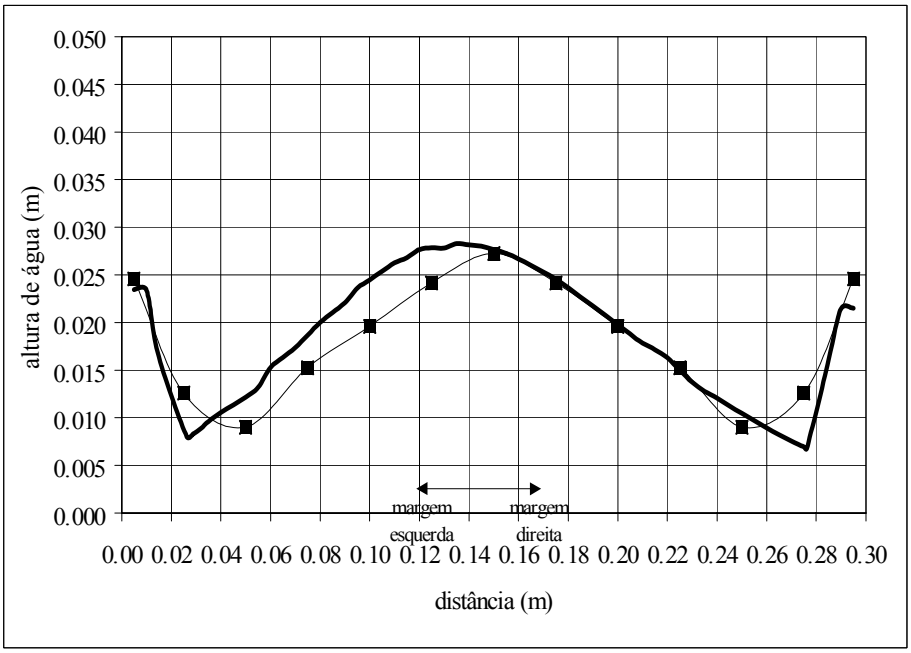


Figura 10 - Ensaio: Perfis transversais do escoamento - comparação de resultados (Gameiro, 1997)
a) distância ao início do convergente de 1,55 m
b) distância ao início do convergente de 2,025 m

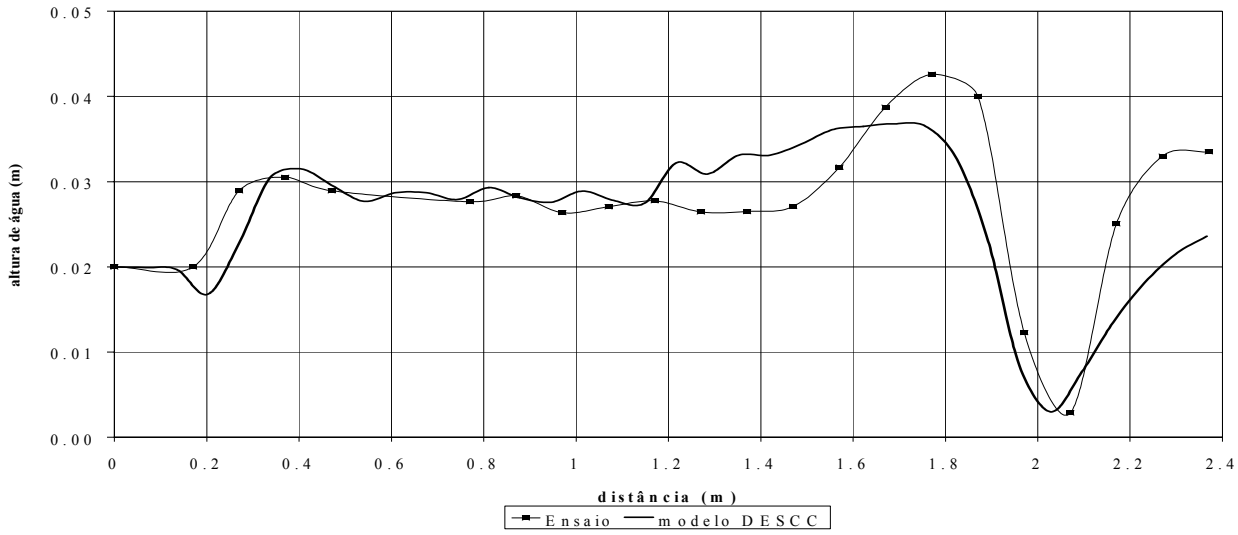


Figura 11 - Ensaio: Perfil longitudinal do escoamento junto da parede - comparação de resultados (Gameiro, 1997)

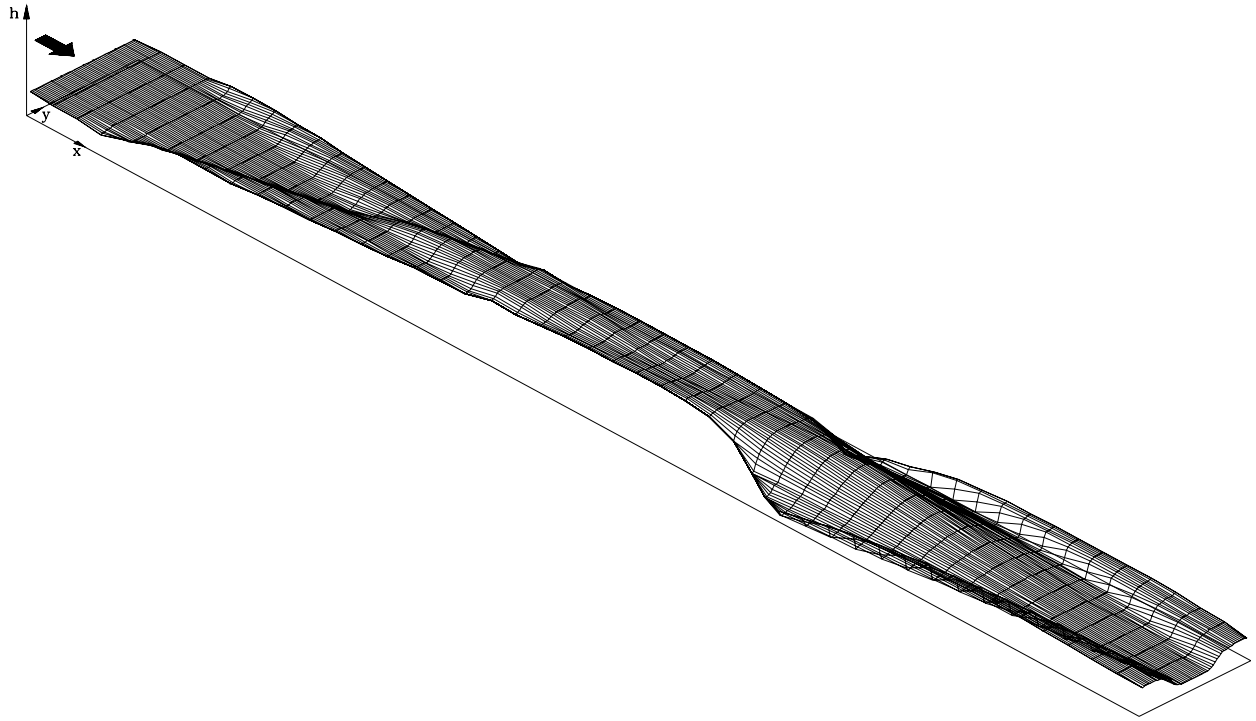


Figura 12 - Ensaio: Superfície livre do escoamento - modelo DESCC (altura sobreelevada 2,5 vezes) (Gameiro, 1997)

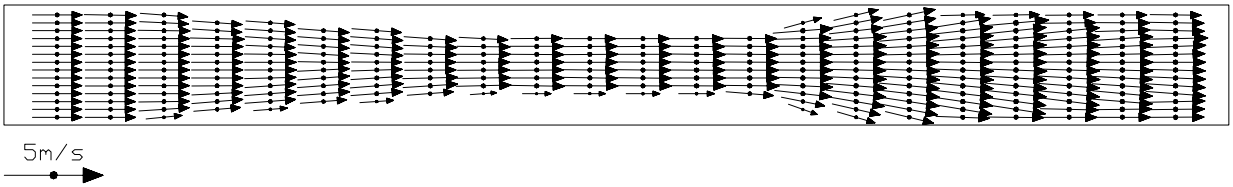


Figura 13 - Ensaio: Campo de velocidades - modelo DESCC (Gameiro, 1997)

4. CONCLUSÕES

Dos testes efectuados para validação do modelo computacional desenvolvido, com base em soluções clássicas de paredes convergentes em canais e em ensaios experimentais publicados na literatura, pode concluir-se que o modelo tem capacidade para modelar escoamentos rápidos em canais não uniformes com ondas cruzadas provocadas por transições lineares, simulando, com bastante precisão, as alturas máximas junto das paredes laterais.

No caso da solução clássica do convergente, em que computacionalmente se simulou a resistência ao escoamento com um valor bastante elevado para o coeficiente de Manning-Strickler ($K = 2\,000\ m^{1/3}\ s^{-1}$), sem significado físico, e um declive de $i = 1 \times 10^{-5}$, o qual em termos práticos pode ser considerado nulo, estando por tal cumpridas as hipóteses consideradas no estabelecimento das equações, pode observar-se na Figura 6 que a superfície livre simulada corresponde praticamente à que se obtém por recurso às equações das ondas transversais oblíquas, havendo unicamente alguma discrepância na vizinhança da frente onda, dando o modelo computacional uma solução mais suave. No entanto, no presente modelo, verifica-se que a introdução do esquema de alta resolução do tipo TVD elimina as oscilações junto da descontinuidade e que o modelo converge rapidamente para a solução analítica.

A exploração do modelo computacional permitiu concluir que, para manter a estabilidade da solução junto das fronteiras sólidas (paredes) nas zonas de transição linear, é necessário que a relação entre os trechos de cálculo nas duas direcções, x e y, obedeça à seguinte relação:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \tan \theta$$

em que θ é o ângulo de deflexão da parede medido em relação à direcção principal do escoamento e que coincide com o eixo do canal (eixo x).

Confirmou-se a capacidade de convergência para o regime permanente através das necessárias aproximações no domínio do tempo.

O modelo computacional DESCC revelou ter capacidade adequada para modelar situações diversas com rigor suficiente para aplicação a casos práticos de engenharia, nomeadamente a canais com transições lineares de largura, podendo substituir, em alguns casos, o recurso a modelos físicos.

A exploração do modelo veio confirmar a conclusão, evidenciada na literatura técnica recente, de que as equações de Saint-Venant escritas na forma da conservação resolvidas através do método numérico de MacCormack TVD demonstra capacidade para simular escoamentos com descontinuidades hidráulicas, como sejam ondas de frente abrupta e ressaltos hidráulicos.

Os modelos computacionais bidimensionais para simulação de escoamentos em descarregadores de cheias, se bem que não substituam, na generalidade dos casos, a utilização de modelos físicos, podem ser utilizados numa primeira fase do dimensionamento e constituem,

seguramente, uma clara alternativa à utilização de soluções clássicas e a modelos computacionais unidimensionais, os quais não têm em conta a bidimensionalidade existente neste tipo de escoamento e não podem reproduzir adequadamente a realidade.

BIBLIOGRAFIA

ABBOTT, M. B. (1979), "*Computational hydraulics; elements of the free surface flow*", Pitman Publishing Limited, London, England.

ALCRUDO, F. (1992), "*Esquemas de alta resolution de variacion total decresciente para el estudio de flujos discontinuos de superficie libre*", Tese submetida para obtenção do grau de Doutor, Universidade de Zaragoza, Faculdade de Ciências, Zaragoza.

BHALLAMUDI, S. M. e CHAUDHRY, M. H. (1992), "*Computation of flows in open-channel transitions*", Journal of Hydraulic Research, IAHR, 30 (1), 77-93.

DAMMULLER, D. C.; BHALLAMUDI, S. M. e CHAUDHRY, M. H. (1989), "*Modelling of unsteady flow in curved channel*", Journal of the Hydraulic Division, ASCE, 115 (11), 1479-1495.

FENNEMA, R. J. (1985), "*Numerical solution of two-dimensional transient free-surface flows*", Ph.D. Thesis, Washington State University, Washington.

FENNEMA, R. J. e CHAUDHRY, M. H. (1990), "*Explicit methods for 2-D transient free-surface flows*", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 116 (8), 1013-1034.

FRANCO, A. B. (1996), "*Modelação computacional e experimental de escoamentos provocados por roturas de barragens*", Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

GAMEIRO, P. L. (1997), "*Modelo computacional para simulação de ondas estacionárias de frente abrupta em descarregadores de cheias*", Dissertação de Mestrado, IST, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

HAGER, W. H. e BRETZ, N. V. (1987), Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 113(3), 422-424, Discussão de STURM, T. W. (1985), "*Simplified design of contractions in supercritical flow*", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 111(5), 871-875.

HENDERSON, F. M. (1966), "*Open channel flow*", The MacMillan, New York.

IPPEN, A. T. e DAWSON, J. H. (1951), "*Design of channel contraction*", Trans. ASCE, 116, 326-349.

LEVEQUE, R. J. (1990), "*Numerical methods for conservation laws*", Birkhäuser-Verlag, Basel.

RICHTMYER, R. D. e MORTON, K. W. (1967), "*Difference methods for initial value problems*", 2nd Ed., Interscience Publishers, New York.

ROACHE, P. J. (1972), "*Computational fluid dynamics*", Hermosa Publishers, Albuquerque, N.M..

STURM, T. W. (1985), "*Simplified design of contractions in supercritical flow*", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 111 (5), 871-875.



Ano Internacional da Água

International Year of FreshWater

Organização:

APRH AMCT ABRH INGRH

Patrocínios:

Portugal em Acção | INSTITUTO DA ÁGUA | GRICES | ANEK | lisboa CÂMARA MUNICIPAL | UCCLA

MAAP | CABO VERDE AIRLINES TACV O prazer de viajar bem | BCA | CORREIOS DE CABO VERDE, S. A. R. L.